



Identification des structures de génie civil à partir de leurs réponses vibratoires : vulnérabilité du bati existant

Mohammed N. Farsi

► To cite this version:

Mohammed N. Farsi. Identification des structures de génie civil à partir de leurs réponses vibratoires : vulnérabilité du bati existant. Géologie appliquée. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 1996. Français. NNT : . tel-00704487

HAL Id: tel-00704487

<https://theses.hal.science/tel-00704487>

Submitted on 5 Jun 2012

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

TS 96/GRE1/0257/1/D
(double)

TS 96 / GREI / 0 2 5 7 / 1 /
DOUBLE 584



OBSERVATOIRE DE GRENOBLE

et

LABORATOIRE DE GEOPHYSIQUE INTERNE
ET TECTONOPHYSIQUE

THESE

présentée par

Mohammed Naboussi FARSI

pour obtenir le titre de DOCTEUR de

L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE I

(Arrêtés ministériels du 5 juillet 1984 et du 30 mars 1992)

Spécialité : Mécanique

**Identification des structures de Génie Civil à partir de
leurs réponses vibratoires.
Vulnérabilité du bâti existant.**

Date de soutenance : 20 Décembre 1996

Composition du jury :

M. M. Boulon	Président	Professeur de l'Université J. Fourier, Grenoble
M. C. Boutin	Rapporteur	Professeur à l'ENTPE de Lyon
M. C. S. Oliveira	Rapporteur	Professeur à l'ISTC, Lisbonne, Portugal
M. P-Y. Bard	Directeur de thèse	Ingénieur en chef au LCPC, Paris
M. J. Mazars	Examineur	Professeur à l'ENS de Cachan
M. M. Belazougui	Examineur	Directeur du CGS, Alger



OBSERVATOIRE DE GRENOBLE

et

LABORATOIRE DE GEOPHYSIQUE INTERNE
ET TECTONOPHYSIQUE

THESE

présentée par

Mohammed Naboussi FARSI

pour obtenir le titre de DOCTEUR de

L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE I

(Arrêtés ministériels du 5 juillet 1984 et du 30 mars 1992)

Spécialité : Mécanique

**Identification des structures de Génie Civil à partir de
leurs réponses vibratoires.
Vulnérabilité du bâti existant.**

Date de soutenance : 20 Décembre 1996

Composition du jury :

M. M. Boulon	Président	Professeur de l'Université J. Fourier, Grenoble
M. C. Boutin	Rapporteur	Professeur à l'ENTPE de Lyon
M. C. S. Oliveira	Rapporteur	Professeur à l'ISTC, Lisbonne, Portugal
M. P-Y. Bard	Directeur de thèse	Ingénieur en chef au LCPC, Paris
M. J. Mazars	Examineur	Professeur à l'ENS de Cachan
M. M. Belazougui	Examineur	Directeur du CGS, Alger

10151172

"Si un entrepreneur construit une maison pour une personne et si la construction n'est pas solide provoquant ainsi l'effondrement et la mort du propriétaire, l'entrepreneur sera exécuté.

...

Si un entrepreneur construit une maison non conforme aux prescriptions et si un mur s'effondre, l'entrepreneur sera tenu de renforcer le mur à ses propres frais".

Code de Hammourabi, 1792-1750 av. J.-C.

A ma femme **Farida**
et nos deux enfants **Imène** et **Chawki**
... pour leur sacrifice.

A la mémoire de mon **père**
A ma **mère**, pour son courage
A mon **frère**, pour sa tolérance et sa sagesse

-o- Remerciements -o-

Cette thèse a été préparée dans le cadre du programme de coopération Algéro-Française dans le domaine scientifique et culturel.

J'exprime ma reconnaissance envers les deux organismes Algérien et Français qui m'ont permis de faire ce travail: Le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS, Alger) qui m'a détaché et le Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique (LGIT, Grenoble) qui m'a accueilli.

Je voudrais remercier tout particulièrement **Pierre-Yves Bard** qui m'a accueilli dans son équipe et avec lequel j'ai eu le plaisir de travailler durant ces quatre dernières années.

Tous mes remerciements au professeur **Marc Boulon** d'avoir accepté d'être le président du jury, ainsi qu'aux autres membres: **Claude Boutin**, **Carlos Soussa Oliveira**, **Jacky Masars** et **Mohammed Belazougui**.

Je voudrais aussi remercier tout le personnel du **LGIT**, permanents et étudiants, pour leur gentillesse, leur disponibilité, et surtout pour la bonne ambiance qui règne au sein du laboratoire.

J'exprime ici aussi ma reconnaissance envers les organismes publics **OPAL** et **OPAC** de m'avoir facilité l'accès aux immeubles et de m'avoir permis de consulter les archives.

Merci aux Architectes **Marc Givry** et **Michel Sintése** pour leurs précieux conseils, ainsi qu'à **Martial Castell** ingénieur à la Mairie de Grenoble pour m'avoir autorisé à instrumenter des bâtiments dans les vieux quartiers.

Je ne saurais oublier mes compatriotes du **LGM** avec lesquels j'ai partagé des moments de nostalgie et d'espoir, qu'ils trouvent ici toute ma sympathie.

SOMMAIRE

Chapitre I - INTRODUCTION GENERALE	7
I- INTRODUCTION	7
II- PROBLEME D'IDENTIFICATION	8
II.1- Identification paramétrique	9
II.2- Identification non-paramétrique	10
III- VULNERABILITE DU BATI EXISTANT	11
i- Méthodes directes	12
ii- Méthodes indirectes	14
IV- CONTENU DE L'ETUDE	14
 Chapitre II - IDENTIFICATION DES STRUCTURES MULTI-EXCITATIONS	 19
I-INTRODUCTION	19
II- EQUATION DU MOUVEMENT DYNAMIQUE	22
III- IDENTIFICATION DANS LE DOMAINE TEMPOREL.	27
IV- IDENTIFICATION DANS LE DOMAINE FREQUENTIEL.	29
IV.1-Mise en évidence des fréquences de vibration.	29
IV.2- Identification	32
IV.3- Valeurs de départ dans l'identification	32
V-EXEMPLE D'APPLICATION	33
VI- CONCLUSION	34

Chapitre III - ANALYSE DES ENREGISTREMENTS DU PROJET "CASSBA"
(Conception et Analyse Sismique des Structures en Béton Armé) :

I- OBJECTIFS DU PROJET CASSBA

II- DESCRIPTION DES ESSAIS

II.1- Modèle testé

II.1.1- Caractéristiques des matériaux

II.2-Schéma d'instrumentation

II.2.1- Pour les mesures d'accélération

II.2.2- Pour les mesures de déplacement

II.3- Table vibrante

II.4- Essais réalisés

III- PRETRAITEMENT DES DONNEES

IV- ANALYSE SIMPLE DES DONNEES

IV.1- Localisation des fréquences de vibration

IV.1.1 Flexion.

IV.1.2- Torsion

IV.2- Soulèvement de la maquette.

IV.3- Déformation horizontale de la maquette

IV.4- Déformation d'un linteau

IV.5- Fissures à la base des murs

IV.6- Détection des non-linéarités

IV.6.1- Méthode de la fenêtre glissante

IV.7- Amortissement

V- IDENTIFICATION

V.1 Technique d'identification

V.2- Résultats de l'identification

VI- CONCLUSIONS

**Chapitre IV - IDENTIFICATION DE BATIMENTS - APPLICATION A DES
DONNEES "IN SITU": IDENTIFICATION DES CARACTERISTIQUES
DYNAMIQUES DES 49 BATIMENTS INSTRUMENTES PAR LE CSMIP**

I. INTRODUCTION

II. PRESENTATION GENERALE DES DONNEES

II. IDENTIFICATION

III.1. Technique d'identification

III.2- Identification et résultats

III.2.1- Erreur résiduelle

III.2.2- Fréquence fondamentale

III.2.3 - "Coefficient de sécurité"

III.2.4- Amortissement

III.2.4- Formes modales

III.2.5 - Influence des excitations verticales

III.2.6- Non-linéarités

IV- CONCLUSION

**Chapitre V - VULNERABILITE DU BATI EXISTANT- EXEMPLE DE
L'AGGLOMERATION GRENOBLOISE.**

I- INTRODUCTION

II- TECHNIQUES UTILISEES

II.1- Matrices de vulnérabilité

II.1.1- Echelle macrosismique MSK 64

II.1.2- Echelle Macrosismique Européenne des intensités EMS92

II.2 - Fonctions de vulnérabilité d'après Cochrane et Schaad

II.3- Echelle PSI (Paramterless Scale of Intensity)

II.4- Indice de vulnérabilité

III- CHOIX DES BATIMENTS

III.1- Bref historique de l'urbanisation grenobloise (Joly & Parent, 1988).

IV- MESURES ET RESULTATS

IV.1- Instrumentation des bâtiments et traitement des données

IV.1.1- Instrumentation des bâtiments	158
IV.1.2- Traitement des données	158
IV.2- Résultats des mesures	159
IV.2.1- Période fondamentale	159
IV.2.1 - Déformée modale	165
VI- CALCULS REGLEMENTAIRES	169
VII- COMPARAISON DES TECHNIQUES UTILISEES	173
VII.1- Méthode d'évaluation rapide	173
VII.2- Echelle PSI	175
VII.3- Echelle EMS 92	176
VII.4- Indice de vulnérabilité	176
VIII- INTERACTION SOL-STRUCTURE	179
IX- CONCLUSION	179
<i>Chapitre VI</i> - CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	183
I-CONCLUSION	183
II- PERSPECTIVES	185
REFERENCES	189
ANNEXES (Volume 2)	

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I- INTRODUCTION GENERALE

I- INTRODUCTION

Les risques, naturels ou industriels, vont grandissant, menaçant ainsi de plus en plus la sécurité des personnes et des biens, et poussent les chercheurs et les ingénieurs à trouver des méthodes plus fiables pour prédire le comportement des ouvrages.

Les méthodes forfaitaires recommandées par les codes parasismiques, sont le plus souvent les méthodes statiques équivalentes qui assimilent le comportement dynamique de la structure à un comportement statique moyennant quelques coefficients de sécurité et certaines dispositions constructives: elles ne reflètent pas ce qui se passe dans la réalité dans beaucoup de cas.

Parmi les autres méthodes possibles les plus largement utilisées de nos jours, sont celles basées sur des modèles mathématiques. Elles peuvent, dans certains cas, donner des résultats insuffisants qui peuvent être loin de la réalité dans la mesure où ces derniers dépendent des hypothèses faites sur la construction de ces modèles mathématiques, ou sur les paramètres, souvent nombreux, qu'ils utilisent. Ces résultats s'éloignent d'autant plus de la réalité que la structure de l'ouvrage devient compliquée.

Une autre approche consiste à utiliser les modèles réduits pour essayer de trouver les meilleures représentations. Là aussi ces méthodes ont montré leurs limites du fait des problèmes posés par la similitude modèle réduit - modèle réel, et également à cause de leur coût.

Une dernière voie enfin est simplement l'analyse "in situ" des ouvrages déjà réalisés, donc à une échelle naturelle. La méthode consiste alors à mesurer et à analyser leurs réponses à des sollicitations naturelles ou artificielles.

Les sollicitations dynamiques que peuvent subir les ouvrages en service sont de trois types:

- Les sollicitations ambiantes dues essentiellement au vent et aux passages d'engins roulants à proximité.

- Les sollicitations harmoniques ou transitoires créées par des instruments de vibration mis en place sur l'ouvrage lui-même (excitations dynamiques).

- Les sollicitations sismiques dues à de vrais tremblements de terre ou à des explosions.

Les sollicitations sismiques sont certainement les plus représentatives pour étudier les ouvrages après leur mise en service dans le but de déterminer leurs paramètres dynamiques (fréquence, amortissement, etc...) et leur degré de résistance. Ceci permettra par la suite de prédire le comportement dynamique d'autres ouvrages similaires. Mais l'inconvénient est que les enregistrements sismiques ne sont pas toujours disponibles et les chercheurs doivent se contenter le plus souvent de bruits ou sollicitations artificielles.

Pour disposer de ce type de données, la méthode consiste à placer des accéléromètres en différents points de la structure de l'ouvrage, pour enregistrer sa réponse, et en champ libre aux environs immédiats pour enregistrer le mouvement du sol.

Le premier programme important d'instrumentation d'ouvrages courants fut lancé en Californie (USA) à la suite du tremblement de terre de San Fernando de 1971. Ce programme (CSMIP, California Strong Motion Instrumentation Program) avait pour objectif, à la fois, une meilleure connaissance des mouvements du sol pendant un séisme et ceux des structures de Génie Civil de type courant (bâtiments, barrages, ponts, etc...).

Trois types de données sont analysées dans cette étude:

- Données recueillies en laboratoire sur un modèle réduit de bâtiment testé sur table vibrante.

- Données recueillies sur des bâtiments "in-situ" ayant subis des séismes réels.

- données provenant de bruits de fond sur des bâtiments.

II- PROBLEME D'IDENTIFICATION

Le modèle mathématique qui convient à beaucoup de systèmes physiques peut être représenté par l'équation suivante [Ghanem et al. 1995]:

$$L[u(t)] = f(t) \quad (I.1)$$

dans laquelle $f(t)$ est l'entrée du système qui génère la sortie $u(t)$ correspondante; et $L[]$ représente la fonctionnelle qui relie l'entrée à la sortie. Le but dans le problème d'identification est d'estimer la réponse du système considéré, c'est à dire évaluer la fonctionnelle $L[]$.

Le problème de l'identification des systèmes dynamiques, utilisant des données expérimentales, est important en mécanique appliquée et son degré de difficulté dépend du domaine où il se situe (Masri et Caughey 1979):

- Système linéaire ou non-linéaire
- Excitations stationnaires ou non-stationnaires
- Système à une ou plusieurs entrées
- Système discret ou continu
- Analyse déterministe ou probabiliste
- Le degré de connaissance a priori du système.

Il existe deux familles d'identification: l'identification dite paramétrique et celle dite non-paramétrique. Beaucoup de travaux, qui utilisent l'une ou l'autre des deux procédures, ont été réalisés dans ce domaine.

II.1- Identification paramétrique

L'identification paramétrique consiste à ajuster, dans un espace paramétrique, un modèle connu a priori. Dans ce cas d'identification des hypothèses sont faites sur le système qui lie l'entrée à la sortie, c'est à dire que la fonctionnelle $L[]$ est fixée a priori. Cette procédure est la plus utilisée en mécanique appliquée (Gersch et al. 1973; Gersch et Nrotherton 1981; Di Paola et al. 1984; Motershead et Stanway 1985; Benzoni et Gentile 1993; Loh et Tou 1995; Ghanem 1995).

Dans notre cas ici, le modèle est toujours linéaire à plusieurs degrés de liberté, caractérisé par ses paramètres dynamiques qui sont ses fréquences et ses amortissements.

Ce modèle considéré a priori est caractérisé par l'équation différentielle de son mouvement dynamique:

$$\ddot{Y}_r + 2\zeta_r \omega_r \dot{Y}_r + \omega_r^2 Y_r = -p_r \ddot{U}(t) \quad (I.2)$$

où Y_r est la réponse, au mode r , du modèle à l'excitation $U(t)$. ζ_r et ω_r sont respectivement son amortissement et sa fréquence, et p_r est le facteur de participation du mode r .

II.2- Identification non-paramétrique

Dans le cas de l'identification non-paramétrique, aucune hypothèse n'est faite sur le système à identifier, c'est à dire que ce système est considéré comme une 'boite noire' dont les seules quantités connues a priori sont l'entrée et la sortie. Dans ce cas d'approche non-paramétrique, le but de l'identification est de chercher la meilleure forme possible de la fonctionnelle $L[]$ qui ajuste, dans un espace fonctionnel, le système physique (Masri et Caughey 1979; Masri et al. 1982; Helmut et al. 1988; Argoul et Jezequel 1989; Benedettini et al. 1995).

Cette dernière méthode est intéressante dans le cas où le modèle peut avoir un comportement non-linéaire qui n'est pas connu a priori (Benedettini et al. 1995).

Le modèle est caractérisé par l'équation:

$$f(Y, \dot{Y}) = F(t) - m\ddot{Y}(t) \quad (I.3)$$

où $f(Y, \dot{Y})$ est la force interne du système, m sa masse et $Y(t)$ sa réponse à l'excitation $F(t)$.

La procédure consiste à estimer la force interne $f(Y, \dot{Y})$ en l'approximant par une fonction $\hat{f}(Y, \dot{Y})$ qui est exprimée, en général, par des polynômes de Chebyshev dont les coefficients jouent le rôle des paramètres qui, contrairement à l'identification paramétrique, n'ont pas de sens physique.

Pour ce travail nous nous plaçons dans le cas d'identification suivant:

- Système linéaire
- Excitations non-stationnaires
- Système à plusieurs entrées
- Système continu avec des données discrètes
- Analyse déterministe

III- VULNERABILITE DU BATI EXISTANT

Dans le cadre de l'évaluation du risque d'une façon générale et particulièrement le risque lié aux séismes, les études de vulnérabilité des constructions, en particulier celles traitant des bâtiments, tiennent une place importante.

L'évaluation du risque sismique, dans une région, comporte, ou devrait comporter les étapes suivantes:

a) Evaluation de l'aléa sismique, étape qui doit aboutir à l'établissement des cartes des accélérations et/ou des intensités de la région (ou d'autres paramètres caractérisant le mouvement du sol).

b) Etude du microzonage des sites les plus importants au point de vue économique et social. Dans cette étape sont établies les cartes géotechniques représentant tous les risques liés au sol: risque de glissement, grands tassements, amplification locales, liquéfaction...etc.

c) Etudes de vulnérabilité des constructions existantes (bâtiments et ouvrages d'art.). Ces études nécessitent généralement les étapes suivantes:

- * Recensement des constructions
- * Analyse des structures
- * Construction des fonctions de vulnérabilité en fonction de types de construction et de paramètres représentatifs du mouvement du sol
- d) Etablissement des cartes des dommages potentiels

En résumé, à partir des données sismiques, géotechniques et structurales (données sur les constructions), on fait des scénarios qui conduisent à une distribution des dommages probables que peut subir le site urbain étudié.

Dans l'analyse des structures (dans le cas des études de vulnérabilité) les paramètres dynamiques des ces dernières sont nécessaires pour connaître le niveau de l'action sismique et évaluer ainsi leur capacité de résistance. L'identification s'avère, dans ce cas, un moyen rapide et efficace pour déterminer ces caractéristiques.

La vulnérabilité d'une construction est définie comme étant son taux de dommage dû à une "intensité" sismique donnée, au sens large, c'est à dire un paramètre caractérisant le mouvement du sol (intensité macrosismique, accélération maximale, contenu spectral dans une certaine bande de fréquence, etc.). Le taux de dommage peut être défini, en termes de perte financière, comme étant le rapport du coût de réparation de la construction sur son coût de remplacement total. Des fonctions (ou des courbes) relient ainsi ce taux de dommage à un paramètre sismique, tel que l'intensité ou l'accélération du mouvement du sol. Ces courbes de vulnérabilité peuvent être théoriques, expérimentales ou empiriques.

* Théoriques: Elles sont établies à partir de calculs numériques sur des modèles mathématiques représentant les constructions pour lesquelles on estime la vulnérabilité (voir par exemple Thibault et Velkov, 1995).

* Expérimentales: Elles dérivent de l'analyse de résultats de tests sur modèles réduits. Les dommages sont généralement exprimés en fonction de l'accélération.

* Empiriques: Les courbes de vulnérabilité sont construites à partir d'enquêtes post-sismiques. Elles lient en général les dommages subis par les constructions lors du séisme et l'intensité macrosismique.

Ce sont ces dernières courbes empiriques qui seront utilisées dans cette étude.

Plusieurs types de courbes (ou fonctions) empiriques de vulnérabilité au séisme des bâtiments ont été proposées, et qui peuvent être classés en 2 catégories:

i- Méthodes directes

Ces méthodes lient directement le taux de dommage du bâtiment à une donnée sismique qui est généralement l'intensité.

- KARNIK et al. (1984) proposent des courbes, pour trois classes de bâtiments, construites sur la base de l'échelle des intensités MSK-64, avec la formule simple:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^5 N_i \times (DR)_i}{100} \quad (I.4)$$

V est le taux de vulnérabilité, N_i est le pourcentage de bâtiments de la population totale (échelle MSK-64) endommagés au taux de dommage, ou pertes relatives, $(DR)_i$. Ces taux de dommages sont, par commodité, classés en plusieurs catégories (ou niveaux) DC, correspondant au niveau de dommage DC. L'échelle MSK 64 donne la classification suivante:

Niveau de dommage DC	1 (dommages faibles)	2 (dommages assez importants)	3 (dommages importants)	4 (effondrement partiel)	5 (effondrement total)
Pertes relatives DR (%)	2	10	30	80	100

- Cochrane et Schaad (1992), étudient la vulnérabilité de bâtiments aux séismes en fonction de plusieurs paramètres qui sont, entre autres, l'âge de la construction, sa régularité, le type de matériau et les conditions géotechniques du site. Finalement ils proposent des courbes du dommage moyen en fonction de l'intensité sismique pour dix types de structures et matériaux correspondant à un âge moyen de 30 ans et pour un sol du type "sédiments compacts".

- D'autres auteurs proposent des courbes construites avec des pourcentages de bâtiments et des taux de dommages estimés à partir d'enquêtes post-sismiques (ANAT et CTC 1985; Algermissen et al. 1978; Koridze et Zazashvili 1981).

- Spence et al. (1992), proposent une autre échelle d'intensité appelée PSI (Parameterless Scale of Intensity) qui est censée permettre une prédiction plus exacte des dommages que les échelles habituelles des intensités. Ces fonctions de vulnérabilité sont ensuite corrélées aux mouvements du sol effectivement enregistrés au lieu d'être estimés à partir des degrés des échelles d'intensité traditionnelles MSK et MM. Ceci s'obtient en évaluant les dommages au voisinage des stations d'enregistrement dans un rayon de 400 mètres.

ii- Méthodes indirectes

Ces méthodes lient le taux de dommage et une donnée du séisme (généralement l'intensité) au moyen d'un paramètre caractérisant la "qualité sismique" du bâtiment.

- Benedetti et al. (1988), ont établi, ainsi, des fonctions de vulnérabilité donnant le taux de dommage d'une construction en fonction d'un indice de vulnérabilité estimé à partir d'un diagnostic de l'édifice. Cet indice de vulnérabilité (VI) est obtenu en faisant la somme pondérée de "notes" attribuées à chacun des éléments structuraux et non structuraux lors du diagnostic de la construction. Les a_i sont les coefficients de régression (pour une intensité donnée) de données recueillies après des séismes survenus en Italie.

IV- CONTENU DE L'ETUDE

Dans cette étude la méthode d'identification paramétrique (chapitre II), avec une et plusieurs excitations, est appliquée à deux types de données:

- Enregistrements recueillis lors de l'expérience CASSBA (Conception et Analyse Sismique des Structures en Béton Armé), maquette d'un bâtiment à murs porteurs à l'échelle 1/3 testée sur table vibrante (chapitre III).
- Données recueillies sur un échantillon de bâtiments californiens lors du programme californien CSMIP (California Strong Motion Instrumentation Program) (chapitre IV).

Cette méthode d'identification linéaire a été choisie du fait que la structure de la maquette CASSBA est restée pratiquement dans le domaine linéaire lors du mouvement très influencé par le soulèvement de la base. Le travail effectué avec l'échantillon de bâtiments californiens a également confirmé l'adéquation de ce choix. En effet l'étude statistique qui a été menée avait pour but l'établissement de formules pour la période des bâtiments et leur comparaison avec certaines qui sont proposées par certaines règles parasismiques et qui sont établies à partir de vibrations généralement linéaires de structures.

En ce qui concerne la vulnérabilité du bâti existant (chapitre V), le site urbain choisi est celui de l'agglomération grenobloise qui présente un certain risque du fait de sa situation géographique (proximité de la chaîne alpine) et de la géologie particulière de son site. Dans cette pré-étude de vulnérabilité, la démarche très simplifiée qui a été adoptée nous a menés à utiliser des méthodes simples qui sont les méthodes directes (matrice de vulnérabilité) et indirecte (indice de vulnérabilité). Un calcul réglementaire est fait parallèlement.

Cette étude est orientée vers une meilleure appréciation quantitative de la vulnérabilité des bâtiments. Elle comprend trois volets:

- Analyse spectrale des enregistrements.
- Identification paramétrique à plusieurs DDL et à plusieurs excitations.
- Estimation des pertes du bâti en cas de séisme.

qui sont organisés en 4 chapitres:

- Le chapitre II traite de la théorie de la réponse dynamique d'un système mécanique à plusieurs DDL et à plusieurs excitations. Il traite aussi de la technique d'identification du système "multi-excitations".
- Dans le chapitre III nous appliquons la technique d'identification à un premier jeu de données provenant d'une expérience en laboratoire sur modèle de bâtiment réduit.
- Dans le chapitre IV nous analysons, avec la même technique d'identification, un deuxième jeu de données recueillies sur des bâtiments in-situ ayant subis de vrais séismes.
- Le chapitre V traite de l'estimation du risque sismique d'un site urbain. Des méthodes simples utilisées de par le monde sont appliquées au cas de l'agglomération grenobloise. Une étude statistique sur la fréquence des bâtiments est faite parallèlement.

Cette étude a abouti sur un certain nombre de résultats et recommandations dont on peut citer les plus importants:

- Meilleure simulation du mouvement des bâtiments en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure.
- Etablissement de nouvelles formules pour la période propre et l'amortissement des bâtiments.
- Des recommandations concernant les règles parasismiques algériennes RPA88 quant au niveau de protection.
- Estimation de la vulnérabilité du bâti existant dans l'agglomération grenobloise.

CHAPITRE II
IDENTIFICATION DES STRUCTURES
"MULTI-EXCITATIONS"

Chapitre II- IDENTIFICATION DES STRUCTURES MULTI-EXCITATIONS

I-INTRODUCTION

Les dommages sévères qu'ont subis les ponts lors du dernier séisme de Loma Prieta (Californie, 17 Octobre 1989) ont attiré l'attention des spécialistes sur le comportement des structures de grande taille. En effet plusieurs ouvrages, allant du simple passage supérieur d'autoroute à l'un des plus grands ouvrages d'art du monde (Bay Bridge) en passant par les viaducs autoroutiers, ont connu des effondrements spectaculaires, aux conséquences parfois dramatiques.

Le problème du comportement des structures longues telles que les ponts n'est pas nouveau et il a été déjà posé par le passé lors de grands séismes: Niigata (Japan) en 1964, San Fernando (Californie) en 1971, El-Asnam (Algérie) en 1980, etc.

Le dernier grand séisme qui s'est produit au Japon (Kobe, 17 Janvier 1995) a confirmé le grand besoin qu'il y a à comprendre d'avantage le comportement des structures à plusieurs appuis (effondrement, par endroit, du passage d'autoroute "Hanshin Highways").

Les observations faites sur ces ouvrages d'art, ont démontré clairement qu'au moins une partie des dommages était due aux mouvements différentiels entre les différents supports, et que les mouvements du sol peuvent varier d'une façon significative d'un point d'appui à l'autre. Trois phénomènes sont responsables de ces variations (Der Kiureghian et Neuenhofer, 1992) :

- 1- La différence des temps d'arrivée des ondes sismiques aux différentes stations (phénomène de "passage d'ondes" partiellement marqué pour les ondes de surface),
- 2- La perte de cohérence du mouvement due aux réflexions et réfractions des ondes dans le milieu hétérogène du sol, ainsi qu'aux différences de trajet des différentes ondes se superposant à chaque support.

3- Les conditions de sol, différentes à chaque station, qui influent sur l'amplitude et les caractéristiques fréquentielles du mouvement.

L'influence de mouvements d'appuis différents sur la réponse des structures a déjà fait l'objet d'études basées sur des signaux temporels ou sur l'analyse de vibrations aléatoires (Kahan, 1996). Il est maintenant établi que les différences dans les mouvements d'appuis peuvent influencer d'une manière significative la réponse des structures.

Dans les structures longues à plusieurs appuis, chacun de ces appuis est excité différemment. Dans notre cas ici les ouvrages étudiés sont des "mono-excitation" (bâtiments) mais sollicités par plusieurs excitations à la fois. La théorie qui sera développée plus loin est valable pour les deux cas. Elle est établie pour une analyse directe des structures, mais sera utilisée en inversion dans cette étude pour des ouvrages en service.

Plusieurs méthodes, pour l'analyse directe des structures multi-excitations, ont été proposées:

R. S. Harichandran (1988) étudie la réponse en flexion d'une poutre simplement appuyée. Pour cela il considère un modèle stochastique de mouvement espace-temps du sol, basé sur l'analyse de sismogrammes. Les effets de propagation des ondes et les effets de la corrélation spatiale sont pris en compte. La réponse maximale de la poutre est comparée à la réponse de la même poutre soumise à des excitations variées, incluant en particulier des mouvements identiques aux appuis, ce qui est le cas général dans le calcul simple traditionnel. La variation de la réponse en fonction de la variation de certains paramètres tels que la fréquence fondamentale de la poutre et sa longueur, la vitesse de propagation des ondes sismiques et la corrélation spatiale des excitations sont déterminées. Il en a été déduit que, d'une façon générale, la réponse maximale de la poutre diminue quand la variation des excitations aux appuis est prise en compte.

A. Zerva (1990) va plus loin en étudiant la réponse de poutres continues avec des travées de longueurs différentes. Elle prend l'exemple d'une poutre à deux travées puis une autre à trois travées dont les deux extrêmes sont identiques. Le mouvement sismique du sol est décrit par la densité spectrale de puissance développée par Kanai et Tajimi. Elle démontre qu'une faible corrélation des excitations provoque une plus grande réponse quasistatique.

Cette dernière décroît quand cette même corrélation augmente tandis que la réponse dynamique augmente. Aussi il ne peut-être déterminé, à priori, quels types d'excitations provoqueraient la plus grande réponse. Mais la prise en compte de la variation spatiale des excitations est importante pour avoir une réponse plus exacte de la structure.

A. Der Kiureghian et A. Neuenhofer (1992) proposent de calculer la réponse d'un système multi-excitations par une nouvelle méthode du spectre de réponse. Cette méthode est basée sur les principes fondamentaux des vibrations aléatoires stationnaires. Pour cela, ils supposent que:

- Les déplacements maximaux à chaque appui sont connus,
- Les spectres de réponse en déplacement pour chaque appui sont disponibles,
- La durée de l'excitation est connue
- La fonction de cohérence caractérisant la variabilité spatiale de l'excitation dans la région est aussi supposée connue.

Ainsi l'espérance de la réponse maximale absolue d'un point i de la structure peut alors s'exprimer de la façon suivante:

$$E[\max|X_i(t)|] = f(R, \beta, \rho, U, D)$$

D représente l'ensemble des spectres de réponse D_k relatifs aux appuis k , c'est à dire la moyenne maximale de la réponse en déplacement relatif d'un oscillateur de fréquence ω_i et d'amortissement ζ_i , à l'excitation $U_k(t)$: $D_k(\omega_i, \zeta_i) = E[\max|S_{ki}(t)|]$

U sont les excitations, β sont les coefficients de participation modaux, ρ sont les coefficients d'inter-correlation entre les mouvements des appuis et les modes de la structure, et R sont les coefficients d'influence.

Les coefficients ρ traduisent les effets de passage d'ondes et la corrélation entre les modes de vibration.

E. Luz et S. K. Chen (1992) proposent de déterminer la réponse d'une structure multi-excitations en calculant la covariance de la réponse totale (quasi-statique et dynamique) par la résolution de l'équation de Liapunov. Ils supposent que les excitations aux différents supports sont générées à partir d'un bruit blanc, avec des temps d'arrivée différents et des

intensités différentes. En effet ils supposent que chaque excitation est représentée comme le produit d'une fonction de modulation déterministe par le processus aléatoire gaussien à moyenne nulle.

La réponse de la structure dépend du coefficient de corrélation entre les mouvements de ses différents supports. Plus ce coefficient de corrélation approche de 1, plus les différents appuis ont le même mouvement et plus la réponse de certains modes de la structure augmente.

Dans la plupart des cas, pour valider ces calculs de structures longues qui tiennent compte de la variation spatiale des ondes sismiques, seuls des modèles théoriques ont été testés.

Notre objectif est d'analyser des données existantes en mettant au point un programme capable d'identifier les modes de structures multi-excitations.

Dans l'étude présente, nous utilisons la théorie développée pour les structures multi-excitations, à des cas mono-excitation qui sont des bâtiments. Ces derniers sont considérés comme des structures à plusieurs appuis dont les positions correspondent aux excitations enregistrées par les différents capteurs placés aux différents endroits de leur base.

II- EQUATION DU MOUVEMENT DYNAMIQUE

L'équation du mouvement d'un système linéaire à n degrés de liberté sujet à m excitations aux m appuis, peut-être écrite sous la forme matricielle (Der Kiureghian et Neuenhofer, 1992)

$$\begin{bmatrix} M & M_c \\ M_c^T & M_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X} \\ \ddot{U} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C & C_c \\ C_c^T & C_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X} \\ \dot{U} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & K_c \\ K_c^T & K_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X \\ U \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F \end{Bmatrix} \quad (II.1)$$

Dans l'équation II.1 $X = [X_1 \dots X_n]^T$ est le vecteur de dimension n du déplacement de la structure; $U = [U_1 \dots U_m]^T$ est le vecteur de dimension m de déplacements des appuis; M , C et K sont les matrices $n \times n$ de masse, amortissement et rigidité respectivement, associées aux n degrés de liberté de la structure; M_g , C_g et K_g sont les matrices $m \times m$ associées aux degrés de liberté des appuis; M_c , C_c et K_c sont les matrices

$n \times m$ de couplage entre la structure et les appuis; et F est le vecteur des réactions d'appuis de dimension m agissant au niveau des m appuis. Les mouvements X et U peuvent contenir des mouvements de translation ainsi que des mouvements de rotation.

Les excitations peuvent être les 3 composantes H_1 , H_2 et V d'un même point d'enregistrement pour un bâtiment, les composantes verticales V_1 , V_2 , V_3 , ... pour un pont simple, ou $H_{i,1}$, $H_{i,2}$ et V_i aux différents appuis i pour une structure quelconque.

Le mouvement X de la structure peut-être décomposé en deux mouvements pseudo-statique et dynamique:

$$X = X^s + X^d \quad (II.2)$$

Le mouvement pseudo-statique X^s représente la déformée de la structure soumise à des déplacements de ses appuis: c'est la solution de l'équation générale (II-1) sans inertie et sans amortissement:

$$\begin{bmatrix} K & K_c \\ K_c^T & K_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X^s \\ U \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F \end{Bmatrix}$$

$$K \cdot X^s + K_c \cdot U = 0 \implies X^s = -K^{-1} \cdot K_c \cdot U = R \cdot U \quad (II.3)$$

Le terme $R = -K^{-1} \cdot K_c$ est appelé matrice d'influence.

En substituant les équations (II.2) et (II.3) dans l'équation (II.1), on obtient la composante dynamique de la solution sous la forme matricielle:

$$M \ddot{X}^d + C \dot{X}^d + K X^d = -(MR + M_c) \ddot{U} - (CR + C_c) \dot{U} \quad (II.4)$$

le terme des forces d'amortissement $(CR + C_c) \dot{U}$ est généralement négligé du fait qu'il est très petit devant le terme des forces d'inertie (Der Kiureghian et Neuenhofer, 1991).

$$(CR + C_c) \dot{U} = 0 \quad (II.5)$$

d'où l'on a :

$$M \ddot{X}^d + C \dot{X}^d + K X^d = -(M R + M_c) \ddot{U} \quad (\text{II.6})$$

X^d est la réponse dynamique de la structure sur bases fixes. On peut donc la décrire sur la base des modes propres associés:

Soit $\Phi = [\phi_1 \dots \phi_p]$, ζ_r et ω_r ($r = 1, \dots, p$) la matrice des p vecteurs modaux, les amortissements modaux et les pulsations propres de cette structure sur bases fixes.

$$X^d = \Phi \cdot Y, \quad Y = [Y_1 \dots Y_p]^T \quad (\text{II.7})$$

Y_i sont les amplitudes des différents modes.

Remplaçons cette transformation dans l'équation précédente:

$$M \Phi \ddot{Y} + C \Phi \dot{Y} + K \Phi Y = -(M R + M_c) \ddot{U} \quad (\text{II.8})$$

multiplions à gauche et à droite chaque terme de l'équation par Φ^T :

$$\Phi^T M \Phi \ddot{Y} + \Phi^T C \Phi \dot{Y} + \Phi^T K \Phi Y = -\Phi^T (M R + M_c) \ddot{U} \quad (\text{II.9})$$

Les matrices de masses et de rigidité sont, par définition des modes propres, des matrices diagonales:

$$\begin{aligned} \Phi^T M \Phi &= \text{diag}(m_r) \\ \Phi^T K \Phi &= \text{diag}(m_r \omega_r^2) \end{aligned} \quad (\text{II.10})$$

Pour simplifier le problème, on fait l'hypothèse qu'on a un amortissement proportionnel, c'est-à-dire que $C = \lambda_1 M + \lambda_2 K$. En effet Rayleigh a montré qu'une matrice d'amortissement de cette forme, où λ_1 et λ_2 sont des coefficients arbitraires, satisfait à la condition d'orthogonalité du fait qu'elle est proportionnelle aux matrices de masse et de rigidité qui elles, satisfont à la condition d'orthogonalité.

Sur la base de cette hypothèse, la matrice d'amortissement se diagonalise de la façon suivante:

$$\Phi^T C \Phi = \text{diag}(2m_r \zeta_r \omega_r) \quad (\text{II.11})$$

Le système (II-9) se décompose alors en p équations scalaires de mouvements indépendantes correspondant chacune à un mouvement de vibration. Ces équations représentent ainsi p systèmes à 1 degré de liberté

$$\ddot{Y}_r + 2\zeta_r \omega_r \dot{Y}_r + \omega_r^2 Y_r = -\frac{1}{m_r} \Phi_r^T (M R + M_c) \ddot{U} \quad (\text{II.12})$$

Définissons $\beta_{kr} = -\frac{1}{m_r} \Phi_r^T (M R_k + M_c I_k)$ facteur de participation du mode r à l'appui

k .

où R_k et I_k sont les k -ième colonne de la matrice d'influence R et la matrice identité I , respectivement.

$$\ddot{Y}_r + 2\zeta_r \omega_r \dot{Y}_r + \omega_r^2 Y_r = \sum_{k=1}^m \beta_{kr} \ddot{U}_k(t) \quad (\text{II.13})$$

La solution de cette équation s'écrit:

$$Y_r(t) = \sum_{k=1}^m \beta_{kr} S_{kr}(t) \quad (\text{II.14})$$

$S_{kr}(t)$ est la réponse de l'oscillateur simple dont le mouvement satisfait l'équation:

$$\begin{aligned} \ddot{S}_{kr} + 2\zeta_r \omega_r \dot{S}_{kr} + \omega_r^2 S_{kr} &= \ddot{U}_k \\ S_{kr}(0) &= 0 \\ \dot{S}_{kr}(0) &= 0 \end{aligned} \quad (\text{II.15})$$

(II-14) représente uniquement le mouvement des vibrations forcées.

La solution de (II-15) est donnée très classiquement par l'intégrale de Duhamel:

$$S_{kr}(t) = \frac{1}{A} \int_0^t \ddot{U}_k(\tau) e^{B(t-\tau)} \sin(A(t-\tau)) d\tau \quad (\text{II.16})$$

$$A = \sqrt{\omega_r^2 - \zeta_r^2 \omega_r^2} = \omega_r \sqrt{1 - \zeta_r^2}$$

$$B = -\zeta_r \omega_r$$

Si la vitesse et le déplacement initiaux du système représenté par l'équation (II-13) ne sont pas nuls, c'est-à-dire que:

$$Y_r(0) = \lambda_r$$

$$\dot{Y}_r(0) = \dot{\lambda}_r \quad (\text{II.17})$$

il faudrait ajouter à la solution (II.14), la solution des vibrations libres. La solution générale du système (II.13) s'écrit alors:

$$Y_r(t) = \sum_{k=1}^m \beta_{kr} S_{kr}(t) + [\lambda_r d_r(t) + \dot{\lambda}_r v_r(t)] \quad (\text{II.18})$$

où λ_r et $\dot{\lambda}_r$ sont les déplacement et vitesse initiaux du système:

d_r et v_r sont les vibrations libres du système au mode r , en réponse à une impulsion initiale en déplacement et vitesse, respectivement. Ils satisfont les équations suivantes:

$$\ddot{d}_r + 2\zeta_r \omega_r \dot{d}_r + \omega_r^2 d_r = 0$$

$$d_r(0) = 1$$

$$\dot{d}_r(0) = 0 \quad (\text{II.19})$$

$$\ddot{v}_r + 2\zeta_r \omega_r \dot{v}_r + \omega_r^2 v_r = 0$$

$$v_r(0) = 0$$

$$\dot{v}_r(0) = 1 \quad (\text{II.20})$$

Les solutions de ces équations sont:

$$d_r(t) = e^{Bt} \left[\frac{-B}{A} \sin(At) + \cos(At) \right] \quad (\text{II.21})$$

$$v_r(t) = e^{Bt} \left[\frac{1}{A} \sin(At) \right] \quad (\text{II.22})$$

D'une façon générale, comme on part d'un état au repos, on a $\lambda_r = \dot{\lambda}_r = 0$

La réponse totale du système est alors:

$$X(t) = X^s(t) + X^d(t) = R U(t) + Y(t)$$

où, rappelons le, $X^s(t)$ est le mouvement pseudo-statique, et $X^d(t)$ le mouvement dynamique.

La réponse en un point i de la structure est donc:

$$X_i(t) = \sum_{k=1}^m R_{ik} U_k(t) + \sum_{r=1}^p \left[\left(\sum_{k=1}^m \beta_{ikr} S_{kr}(t) \right) + \lambda_{ir} d_r(t) + \dot{\lambda}_{ir} v_r(t) \right] \quad (\text{II.23})$$

où, au point i de la structure, R_{ik} est le k -ième terme de la matrice d'influence, U_k l'excitation à l'appui k , β_{ikr} est le facteur de participation du mode r correspondant à l'appui k ,

λ_{ir} et $\dot{\lambda}_{ir}$ sont, respectivement, les déplacements et vitesses initiaux du système au mode r .

$$\beta_{ikr} = \Phi_{ir} \cdot \beta_{kr}; \lambda_{ir} = \Phi_{ir} \cdot \lambda_r; \dot{\lambda}_{ir} = \Phi_{ir} \cdot \dot{\lambda}_r$$

III- IDENTIFICATION DANS LE DOMAINE TEMPOREL.

La technique consiste à identifier notre bâtiment, ou notre structure d'une façon générale, à un modèle choisi au préalable en estimant l'erreur entre les deux, c'est à dire trouver les paramètres $\omega_r, \zeta_r, \omega_r, \zeta_r, \lambda_{ir}, \dot{\lambda}_{ir}$ et K_{ik} qui sont les plus satisfaisants.

L'erreur qui doit être minimisée est la différence entre les réponses mesurées en certains points de la structure et la réponse du modèle choisi a priori. Soit $X_{i,obs}$ la réponse mesurée de la structure au point i . La réponse du modèle est X_i , comme on vient de le voir plus haut. L'erreur, au sens des moindres carrés, à minimiser est donnée par la formule suivante:

$$J(\theta) = W \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{N_i} |\ddot{X}_{i,obs}(t_j) - \ddot{X}_i(t_j)|^2 \quad (II.24)$$

où $\theta = [\omega_r, \zeta_r, r=1, \dots, p]$ et W est un facteur de normalisation de l'erreur:

$$W = \left[\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{N_i} |\ddot{X}_{i,obs}(t_j)|^2 \right]^{-1} \quad (II.25)$$

N_i représente le nombre d'échantillons en temps décrivant la réponse de la structure.

A partir de l'équation (II.23) on définit la matrice S :

$$S^T = \left[\begin{array}{ccc|cccc} \ddot{U}_1 & \dots & \ddot{U}_m & \ddot{S}_{1r} & \dots & \ddot{S}_{kr} & \ddot{d}_r & \ddot{v}_r \\ \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots \end{array} \right] \left. \vphantom{\begin{array}{ccc|cccc} \ddot{U}_1 & \dots & \ddot{U}_m & \ddot{S}_{1r} & \dots & \ddot{S}_{kr} & \ddot{d}_r & \ddot{v}_r \end{array}} \right\} N_i \text{ points} \quad (II.26)$$

de dimension $[m+p \cdot (m+2); N_i]$

et le vecteur C :

$$C_i^T = \left[R_{i1} \quad \dots \quad R_{im} \quad \underbrace{\beta_{i1r} \quad \dots \quad \beta_{imr}}_{r=1, \dots, p} \quad \lambda_{ir} \quad \lambda_{ir} \right] \quad (II.27)$$

de dimension $[m+p \cdot (m+2)]$

ce qui donne : $\ddot{X}_i = C_i^T \cdot S$

En substituant cette expression dans l'équation (II.24) et en faisant la somme sur le temps, on obtient:

$$J(\theta) = W \sum_{i=1}^n |\ddot{X}_{i,obs} - C_i^T S|^2 = W \sum_{i=1}^n |\ddot{X}_{i,obs} - C_i^T S| \times |\ddot{X}_{i,obs} - C_i^T S|^T \quad (II.28)$$

Minimisons, tout d'abord, cette erreur par rapport aux termes de la matrice C_i :

$$\frac{\partial J}{\partial C_i} = -2W \cdot S \cdot |\ddot{X}_{i,obs} - C_i^T S|^T = 0 \quad (II.29)$$

$$\Leftrightarrow S \cdot |\ddot{X}_{i,obs} - C_i^T S|^T = 0$$

$$\Leftrightarrow S \cdot \ddot{X}_{i,obs}^T = S \cdot S^T \cdot C_i$$

En posant $A = S \cdot S^T$ (A est une matrice symétrique) et $Q_i = S \cdot \ddot{X}_{i,obs}^T$ on a :

$$Q_i = A \cdot C_i \Rightarrow C_i = A^{-1} Q_i \Rightarrow C_i^T = Q_i^T A^{-1}$$

Et, finalement on a la réponse du système sous la forme matricielle suivante:

$$\ddot{X}_i(t) = Q_i^T \cdot A^{-1} \cdot S(t) \quad (II.30)$$

A θ donné, on peut donc calculer les C_i (c'est à dire les facteurs d'influence R_{ik} , les facteurs de participation β_{ikr} , et les vitesses et déplacements initiaux) qui vont minimiser $J(\theta)$. L'objectif est alors d'identifier les couples (ω_r, ζ_r) c'est à dire les θ qui donnent les plus petites erreurs.

Il s'agit donc maintenant de minimiser l'erreur $J(\theta)$ par rapport aux θ_r , où θ_r est le couple (ω_r, ζ_r)

IV- IDENTIFICATION DANS LE DOMAINE FREQUENTIEL.

IV.1-Mise en évidence des fréquences de vibration.

Dans un système linéaire, le signal de sortie s est lié au signal d'entrée e par la relation:

$$s(t) = h(t) * e(t) \quad (II.31)$$

$h(t)$ étant la réponse impulsionnelle du système.

Cette équation de convolution dans le domaine temporel se transforme en une simple équation de produit de termes dans le domaine fréquentiel. En effet si on applique la transformée de Fourier à cette équation de convolution, on obtient l'expression suivante:

$$S(f) = H(f) \times E(f) \quad (\text{II.32})$$

$S(f)$ et $E(f)$ désignent respectivement les transformées de Fourier de la réponse et de l'excitation du système. $H(f)$ est sa fonction de transfert.

Dans le cas d'un bâtiment, $S(f)$ serait la transformée de Fourier de sa réponse mesurée à un niveau supérieur et $E(f)$ la transformée de Fourier de sa réponse mesurée au niveau de sa base. $H(f) = S(f) / E(f)$ est, dans ces conditions, sa fonction de transfert qui permettra d'estimer ses fréquences propres de vibration.

La fonction de transfert d'une structure est, donc, le rapport entre les modules des transformées de Fourier des réponses mesurées aux niveaux supérieur $S(f)$ et inférieur $E(f)$.

Dans notre cas la structure est soumise à plusieurs excitations, c'est-à-dire à plusieurs entrées, et la sortie est représentée par la formule (II.23).

La réponse totale de la structure en un point i est, si on part d'une position d'équilibre, :

$$X_i(t) = \sum_{k=1}^m R_{ik} U_k(t) + \sum_{r=1}^p \left[\sum_{k=1}^m \beta_{ikr} S_{kr}(t) \right] \quad (\text{II.34})$$

Sa transformée de Fourier s'écrit:

$$X_i(\omega) = \sum_{k=1}^m R_{ik} U_k(\omega) + \sum_{r=1}^p \left[\sum_{k=1}^m \beta_{ikr} S_{kr}(\omega) \right] \quad (\text{II.35})$$

$S_{kr}(t)$ est solution de:

$$\ddot{S}_{kr}(t) + 2\zeta_r \omega_r \dot{S}_{kr}(t) + \omega_r^2 S_{kr}(t) = \ddot{U}_k(t) \quad (\text{II.36})$$

$$-\omega^2 S_{kr}(\omega) + 2i\zeta_r \omega_r \omega S_{kr}(\omega) + \omega_r^2 S_{kr}(\omega) = -\omega^2 U_k(\omega) \quad (\text{II.37})$$

$$[-\omega^2 + 2i\zeta_r \omega_r \omega + \omega_r^2] S_{kr}(\omega) = -\omega^2 U_k(\omega)$$

$$S_{kr}(\omega) = \frac{-\omega^2}{-\omega^2 + 2i\zeta_r \omega_r \omega + \omega_r^2} U_k(\omega) \quad (\text{II.38})$$

$$S_{kr}(\omega) = h_r(\omega) \times U_k(\omega)$$

$$h_r(\omega) = \frac{-\omega^2}{-\omega^2 + 2i\zeta_r \omega_r \omega + \omega_r^2} \quad (\text{II.39})$$

(II.39) est la fonction de transfert du système représenté par l'oscillateur à un degré de liberté.

D'où, en réécrivant (II.35)

$$X_i(\omega) = \sum_{k=1}^m R_{ik} U_k(\omega) + \sum_{r=1}^p \left[\sum_{k=1}^m \beta_{ikr} \frac{-\omega^2}{-\omega^2 + 2i\zeta_r \omega_r \omega + \omega_r^2} U_k(\omega) \right] \quad (\text{II.40})$$

$$X_i(\omega) = \sum_{k=1}^m \left\{ \left[R_{ik} + \sum_{r=1}^p \beta_{ikr} \frac{-\omega^2}{-\omega^2 + 2i\zeta_r \omega_r \omega + \omega_r^2} \right] U_k(\omega) \right\}$$

$$X_i(\omega) = \sum_{k=1}^m H_{ki}(\omega) \times U_k(\omega) \quad (\text{II.41})$$

$X_i(\omega)$ est la transformée de Fourier de la sortie du système au point i , et $U_k(\omega)$ est la transformée de Fourier de l'entrée à l'appui k .

$$H_{ki}(\omega) = \left[R_{ik} + \sum_{r=1}^p \beta_{ikr} \frac{-\omega^2}{-\omega^2 + 2i\zeta_r \omega_r \omega + \omega_r^2} \right] \quad (\text{II.42})$$

est donc sa fonction de transfert au point i .

IV.2- Identification

Comme dans le cas de l'identification dans le domaine temporel, l'erreur à minimiser entre la fonction de transfert de la structure réelle et celle du modèle est:

$$J(\theta) = W \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{N_\omega} |H_{i,obs}(\omega_j) - H_i(\omega_j, \theta)|^2 \quad (II.43)$$

où $\theta = [\omega_r, \zeta_r, r=1, \dots, p]$

N_ω est le nombre d'échantillons en fréquence,

$$\text{et } W = \left[\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{N_\omega} |H_{i,obs}(\omega_j)|^2 \right]^{-1} \quad (II.44)$$

est la pondération pour avoir une erreur comprise entre 0 et 1.

IV.3- Valeurs de départ dans l'identification

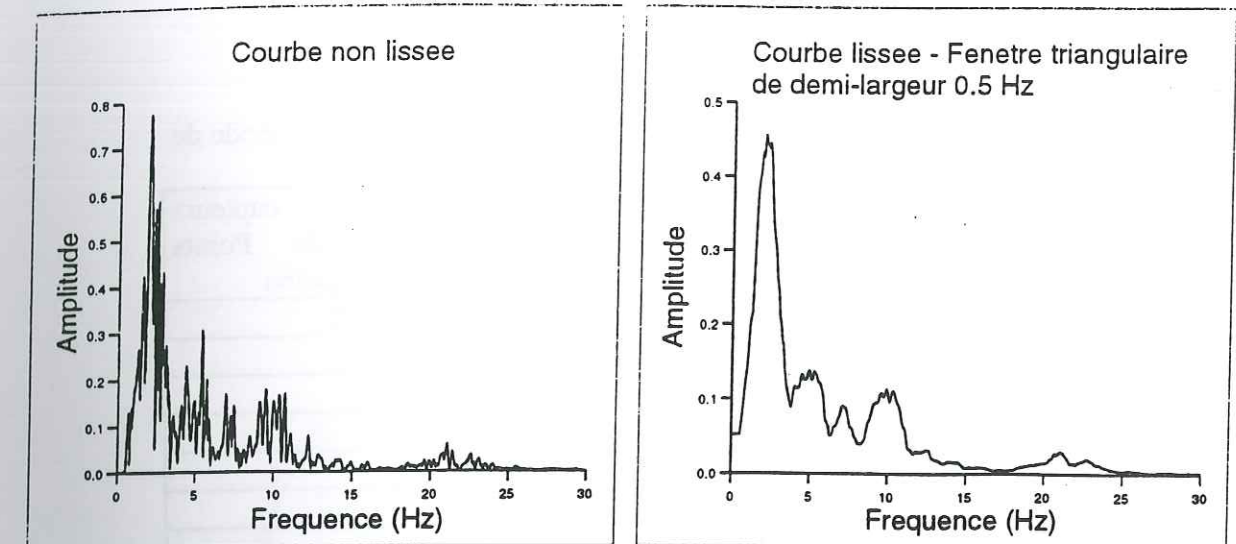
Les valeurs de la fréquence localisées sur la courbe de la fonction de transfert peuvent servir de valeurs de départ dans l'identification. Il s'agit donc de considérer un modèle avec des fréquences correspondant aux pics de la courbe qui représentent le mode fondamental et les harmoniques.

Dans certains cas la courbe de la fonction de transfert $H(\omega)$ est très parasitée à cause des bruits contenus dans les signaux d'entrée et de sortie, ce qui rend assez difficile la localisation des fréquences de vibration du système. D'où la nécessité de procéder à un lissage de cette courbe.

Le lissage consiste à calculer la moyenne pondérée d'un certain nombre de points situés dans un intervalle choisi de la courbe. Autrement dit, on recalcule la valeur d'un point donné à partir de la moyenne d'un certain nombre de points situés de part et d'autre du point choisi. Ceci revient à appliquer une fenêtre, triangulaire par exemple, qui pondère les valeurs des points par une fonction triangle définie par:

$$f(v_i) = 1 - \frac{|v_i|}{v_0}, \quad |v_i| \leq v_0 \quad (II.45)$$

où v_0 est la largeur de la fenêtre triangulaire. L'exemple suivant illustre cette procédure.



Dans cette étude nous avons utilisé la technique d'identification dans le domaine temporel. En effet l'identification dans le domaine fréquentiel présente quelques difficultés à cause du manque d'information (Afra, 1991) si elle n'est faite que sur la partie réelle. Les équations sont lourdes à manipuler si on fait l'identification sur les deux parties réelle et imaginaire. L'identification dans le domaine temporel donne les mêmes résultats et les équations sont plus faciles à programmer.

V-EXEMPLE D'APPLICATION

Un programme informatique d'identification prenant en compte la variation spatiale des ondes sismiques a été développé sur la base de la théorie donnant la réponse d'une structure à plusieurs excitations et la technique d'identification dans le domaine temporel décrites dans les paragraphes II et III ci-dessus.

Pour tester ce programme, nous prenons comme exemple le pont suspendu Vincent Thomas situé en Californie (Fig. II.1). Ce pont a été étudié par Ahmed M. Abdel-Ghaffar et al. en 1982 (Abdel-Ghaffar et al., 1982) sous des sollicitations provenant des enregistrements du séisme de San Fernando de 1971. Ils ont étudié le mouvement vertical du pont à chaque travée et trouvent une fréquence fondamentale de 0.22 Hz.

Cet ouvrage a subi le séisme de Whittier Narrows du 01 Octobre 1987. Nous avons utilisé les enregistrements en déplacement pour voir les améliorations apportées par la technique d'identification. Les résultats sont indiqués dans le tableau II.1.

Tableau II.1: Pont Vincent Thomas - Identification du 1er mode de vibration vertical

N° des capteurs servant d'excitations	$f(\text{Hz})$	$\zeta(\%)$	$E(\%)$	N° des capteurs servant de Points d'identification
14	0.22	0.5	50.2	(15+16)/2
19	0.23	4.0	37.6	"
14+19	0.23	3.7	29.0	"
14+19+20	0.23	3.4	30.0	"
14+19+26	0.23	3.7	30.0	"
14+19+20+26	0.23	3.4	27.8	"
1+14+23+9+13+19+24+25+26	0.23	1.0	23.2	"
1+14+23+9+13+19+24+25+26	0.23	1.0	21.3	(17+18)/2

VI- CONCLUSION

La mise en équation du mouvement dynamique d'un système à plusieurs appuis a montré que la réponse de ce dernier est composée d'un terme pseudo-statique et d'un terme dynamique. Le terme pseudo-statique est d'autant plus grand que la structure est rigide.

L'amplitude de la réponse de la structure a tendance à diminuer quand on tient compte de la variation spatiale du mouvement du sol, à une exception près: Les structures pour lesquelles les modes antisymétriques sont importants. Ceci n'est cependant pas général et cette règle n'est pas vérifiée quand il s'agit de structures rigides.

Pour étudier les couplages entre les mouvements dans les deux directions perpendiculaires, l'interaction sol-structure, etc., nous avons appliqué la méthode d'identification prenant en compte une ou plusieurs excitations à deux types de données:

- Enregistrements réalisés lors de l'expérience CASSBA (chapitre III)
- Enregistrements effectués sur des bâtiments de la région Californienne

(chapitre IV)

SENSOR LAYOUT

(CSMIP Station No. 14406)

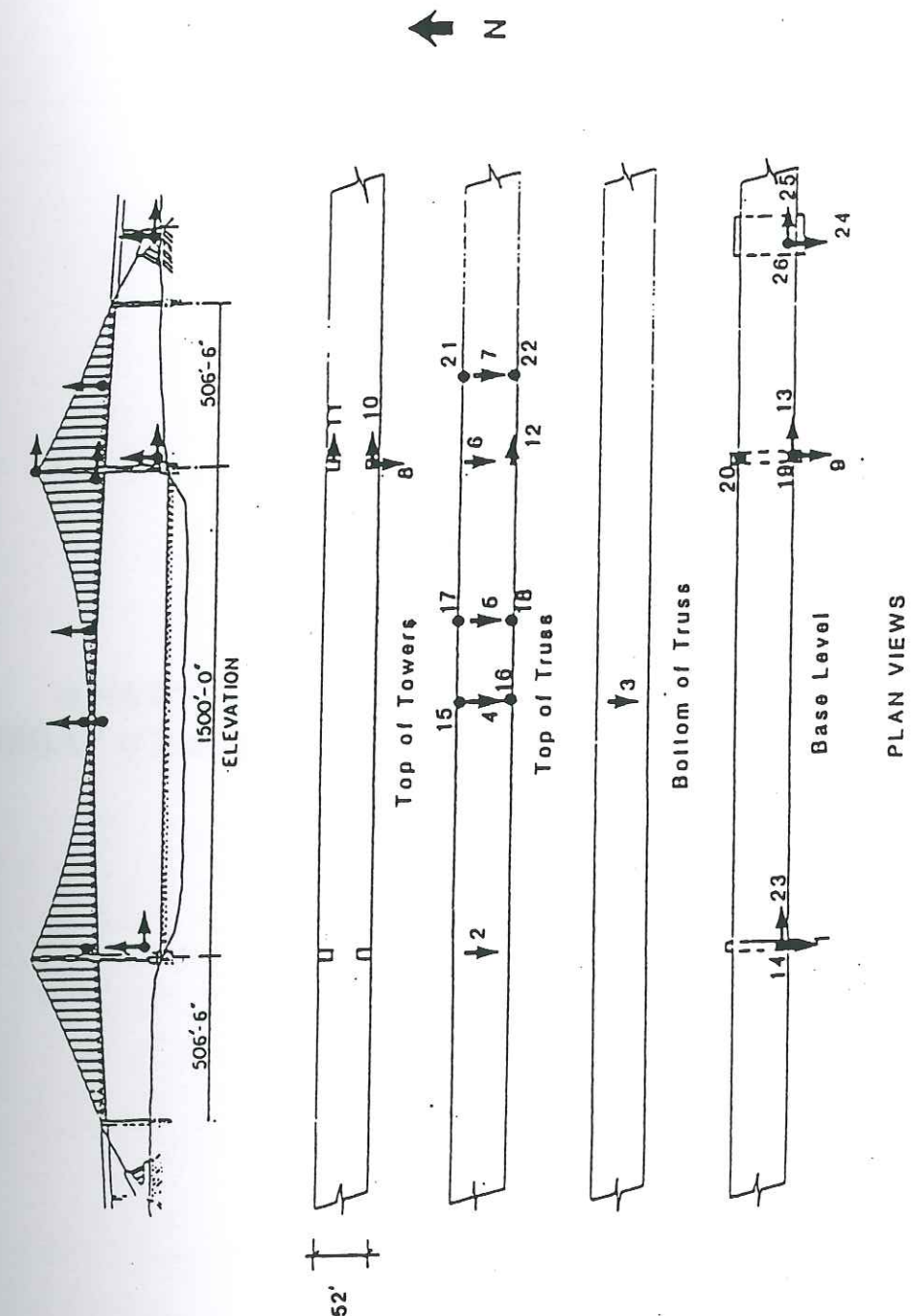


Fig. II.1 - Los Angeles Vincent Thomas Bridge

Chapitre III
Analyse des enregistrements du projet

I- OBJET DU PROJET

Le présent projet a pour objet l'analyse des enregistrements sismiques réalisés sur les ponts de la région de la capitale algérienne, en vue de l'évaluation de leur état de conservation et de leur sécurité sismique.

Les objectifs du projet sont :

CHAPITRE III

ANALYSE DES ENREGISTREMENTS DU PROJET "CASSBA" (Conception et Analyse Sismique des Structures en Béton Armé) :

Le présent chapitre est consacré à l'analyse des enregistrements sismiques réalisés sur les ponts de la région de la capitale algérienne, en vue de l'évaluation de leur état de conservation et de leur sécurité sismique.

Les enregistrements sismiques ont été réalisés sur les ponts de la région de la capitale algérienne, en vue de l'évaluation de leur état de conservation et de leur sécurité sismique.

Les enregistrements sismiques ont été réalisés sur les ponts de la région de la capitale algérienne, en vue de l'évaluation de leur état de conservation et de leur sécurité sismique.

Chapitre III- ANALYSE DES ENREGISTREMENTS DU PROJET "CASSBA"
(Conception et Analyse Sismique des Structures en Béton Armé) :

I- OBJECTIFS DU PROJET CASSBA

Les restrictions auxquelles sont soumis les bâtiments à voiles porteurs en béton faiblement armé de la part de certains pays tels que les USA ou le Japon, entravent leur exportation vers les zones soumises à l'aléa sismique. L'opération CASSBA a été conçue pour évaluer expérimentalement la résistance de ce type de structures, (dans le but de permettre aux concepteurs français de ce système constructif de justifier sa réalisation dans les zones sismiques).

Les objectifs visés sont d'ordre, à la fois, économique et scientifique:

- Economique: prouver que les bâtiments à murs porteurs faiblement armés sont assez performants vis-à-vis des actions sismiques et pouvoir ainsi les exporter vers les pays à haut risque sismique (USA, Japon, etc...), et même en France et en Europe pouvoir généraliser leur utilisation, sans être pénalisé par les restrictions des codes parasismiques.

- Scientifique: dans un premier temps, valoriser un certain matériel (Table vibrante AZALEE du CEA) et, dans un deuxième temps, vérifier la théorie déjà établie pour ce système constructif et ensuite faire un choix réglementaire.

Le projet consistait à expérimenter un modèle de bâtiment réduit à l'échelle 1/3 sur table vibrante. Les résultats observés devaient être comparés aux calculs effectués auparavant par les spécialistes (Coin, 1994; Gantenbein, 1994; Mazars, 1994).

Nous nous sommes intéressés à cette expérience pour essayer de comprendre pourquoi une partie des résultats attendus n'ont pas été obtenus. En effet les murs, dimensionnés pour résister à une accélération de 0.36g, n'ont pas présenté de fissuration importante à 0.50g.

Ce travail est principalement axé sur l'analyse des signaux enregistrés aux différents points de la maquette pour:

- Tester le code d'identification en estimant les paramètres dynamiques (fréquences propres et amortissements) de la maquette,

- Mettre en évidence d'éventuelles non-linéarités,
- Examiner les effets "parasites" pouvant avoir favorisé le comportement de la maquette, notamment le décollement de la base.

II- DESCRIPTION DES ESSAIS

II.1- Modèle testé

Compte tenu de ce qui a été fait sur les structures semblables et compte tenu du matériel disponible et de ses performances, les différents partenaires associés dans cette opération ont défini un modèle à une échelle 1/3.

Le modèle (fig. III-1) retenu comme corps d'épreuve a pour caractéristiques:

- Nombre d'étages	8
- Hauteur totale	7.665 m
- Hauteur sous-bassement	0.50m
- Largeur	2.80 m
- Longueur	4.06 m
- Masse	87.6 t

L'épaisseur des murs pignons est de 0.06m. Les planchers sont constitués par des dalles en béton préfabriqué de 0.10 m d'épaisseur. Le contreventement longitudinal est assuré, à chaque niveau, par trois palées triangulées en UPN 120 et 140, et des HEB 140 (Fig. III.1).

II.1.1- Caractéristiques des matériaux

II.1.1.1- Béton:

Les valeurs moyennes des résistances à 28 jours et du module d'Young, obtenus par écrasement d'éprouvettes, sont les suivantes (Fouré, 1994):

. Résistance à la compression	$f_{cj} = 33.5 \text{ MPa}$
. Résistance à la traction	$f_{tj} = 3.35 \text{ MPa}$
. Module d'Young	$E_{ij} = 29\,000 \text{ Mpa}$

II.1.1.2- Aciers

Les caractéristiques des différents aciers utilisés sont résumées dans le tableau III.1 ci-après:

Type d'acier	Limite d'élasticité (MPa)	Charge maximale Contrainte (MPa)	Allongement (%)	Module (MPa)
TORSID Ø 6 HA	496	638	10.3	201 000
Ø 6 lisse	398	451	12.9	194 000
QUATRO Ø 4 HA	688	778	1.2	192 000
QUATRO Ø3.5 HA	608	652	0.8	203 000

Tableau III.1 : Caractéristiques des aciers utilisés pour la construction de la maquette (Fouré., 1994)

La base de la maquette est constituée d'un socle en béton armé simplement posé sur la table sans aucune liaison.

Un calcul classique de structure, en tenant compte des effets sismiques, a été fait pour le prédimensionnement (Coin, 1994). Les contraintes limites élastiques considérées sont:

- Béton: $f_c = 22 \text{ MPa}$
- Aciers: $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Sol: $\sigma_{sol} = 3.2 \text{ Mpa}$ (pour le dimensionnement des longrines)

L'effort sismique a été évalué en appliquant le projet de norme PS 92 avec un coefficient amplificateur de 1.45 sur l'accélération maximale a_N de la région de Nice ($1.45 \times 0.25g = 0.36g$):

$$V = 1.45 \frac{1}{q} \cdot a_N \cdot \tau \cdot \rho \cdot M \cdot R(T)$$

V = Effort sismique total à la base

$a_N = 0.25g$ accélération nominale

$\tau = 1$ coefficient d'amplification topographique

$\rho = 1.1$ correction d'amortissement
 $M = 87.6t$ masse totale de la structure
 $R(T) = 2.5$ ordonnée du spectre de réponse
 avec $T = 0.25$ s, sol S_1 et amortissement de 5%.
 on aboutit à un effort sismique V à la base égal à 25.0 t environ

II.2-Schéma d'instrumentation

Les figures III.2 à III.6 montrent le schéma d'instrumentation qui a été adopté dans cette opération.

Les différents capteurs qui ont été utilisés sont:

II.2.1- Pour les mesures d'accélération

- Accéléromètres piézo-électriques, ENDEVCO 224C ($\Delta f = 2-8000$ Hz, précision = 0.01g) : capteurs AX et AZ
- Accéléromètres piézo-résistifs, KULITE ± 10 g ($\Delta f = 0-400$ Hz, précision = 0.001g) : capteurs intégrés au fonctionnement de la table.
- Accéléromètres asservis, KISTLER 305B ($\pm 40g$, $\Delta f = 0-500$ Hz, précision = $5 \times 10^6 g$) et des SENSOREX JA5L ($\pm 40g$, $\Delta f = 0-300$ Hz, précision = $5 \times 10^6 g$) : capteur AX00.

II.2.2- Pour les mesures de déplacement

- Capteurs LVDT SENSOREX SX12K010, SX12K200 et SX12K100 de ± 5 mm ($\Delta f = 0-400$ Hz, précision = 0.25% F.S) : capteurs DL
- Capteurs résistifs à fil CELESCO PT101 A de ± 250 mm ($\Delta f = 0-400$ Hz, précision = 0.08% F.S) : capteurs DX
- Capteurs sans contact à courant de foucault SCIENTIFIC ATLANTA M60 de ± 1 mm ($\Delta f = 0-500$ Hz, précision = 0.001 mm) : capteurs DX.

- Capteurs sans contact à courant de foucault KAMAN de ± 1 mm ($\Delta f = 0-1000$ Hz) : capteur DZ0G1.

Les mesures des capteurs ont été enregistrés sur deux calculateurs type MASSCOMP 6400 (68030 à 25 MHz). La numérisation a été faite à 100 Hz et sur 2048 points pour chaque capteur (soit 20.4 s d'enregistrement à chaque essai).

Parmi les nombreux capteurs placés sur la table et la maquette, seuls 61 ont été considérés pour les besoins de cette étude. Ils se répartissent comme suit:

a) Mouvement horizontal:

- Neuf capteurs en accélération (AX) sur chaque mur à chaque plancher dans le sens des OX (Fig. III.2):
 - * Mur gauche : AX01 à AX09
 - * Mur droit : AX10 à AX18
- Un capteur en déplacement (DX01 à DX09) au milieu de chaque plancher (Fig. III.2)
- Un capteur au centre de la table servant de référence dans l'axe OX (Fig. III.2).

b) Mouvement vertical:

- Cinq capteurs en accélération (AZ1G1, AZ2G1, AZ4G1, AZ6G1 et AZ8G1) à l'extrémité gauche du mur gauche, et 5 autres (AZ1G2, AZ2G2, AZ4G2, AZ6G2 et AZ8G2) sur l'extrémité droite. Ces capteurs sont placés sur les planchers 1, 2, 4, 6 et 8 (Fig. III.3)
- Trois accéléromètres (AZ8G3, AZ8G4, AZ8G5) sur le linteau du 8ième niveau pour étudier son comportement (Fig. III.3)

c) Décollement de la base:

- Six capteurs en déplacement (DZ0D1 à DZ0D6 et DZ0G1 à DZ0G6) dans le sens vertical à la base de chaque mur (Fig. III.4)

d) Fissuration:

- Huit capteurs en déplacement relatif (DL1D1 à DL1D8) au RDC du mur droit (Fig. III.6)

II.3- Table vibrante

Les essais ont été effectués sur la table vibrante AZALEE du CEA. Ses capacités sont:

- Charge portée jusqu'à 100 t.
- Ses dimensions sont 6m x 6m .
- Hauteur disponible 12m
- Accélération maximale de 1.0 g pour 100t.

II.4- Essais réalisés

Six essais ont été réalisés au total: essais 09, 10, 11, 12, 13 et 14. Les enregistrements de l'essai 12 ont été très perturbés par des hautes fréquences (en particulier ceux captés au centre de la table et au 1er niveau). Les 6 essais correspondent tous au même accélérogramme, mais avec 4 niveaux d'accélération différents définis au préalable: 0.05 g (essai 09), 0.1 g (essai 10), 0.36 g (essais 11 et 13) et 0.5 g (essais 12 et 14).

L'accélérogramme injecté dans la table correspond à celui calculé à partir du spectre de la région de Nice pour un sol dur du type S₁ (voir spectres des PS 92 à l'annexe A).

Les signaux qui servent de référence, dans l'identification, sont ceux enregistrés au centre de la table par les capteurs horizontaux AX00 et AY00 (Fig. III.2), et au 1er niveau par les capteurs verticaux AZ1G1 et AZ1G2 (Fig. III.3).

La durée totale des signaux est de 20 secondes et la partie effective ne dépasse pas 10 secondes pour tous les essais. L'accélération maximale au centre de la table n'a pas dépassé 1.03 g (essai 14). Ces accélérations au niveau de la table sont assez élevées par rapport à celles injectées au départ. Ceci est dû au fait que la table a été très perturbée par de très hautes fréquences (voir enregistrements dans l'annexe A).

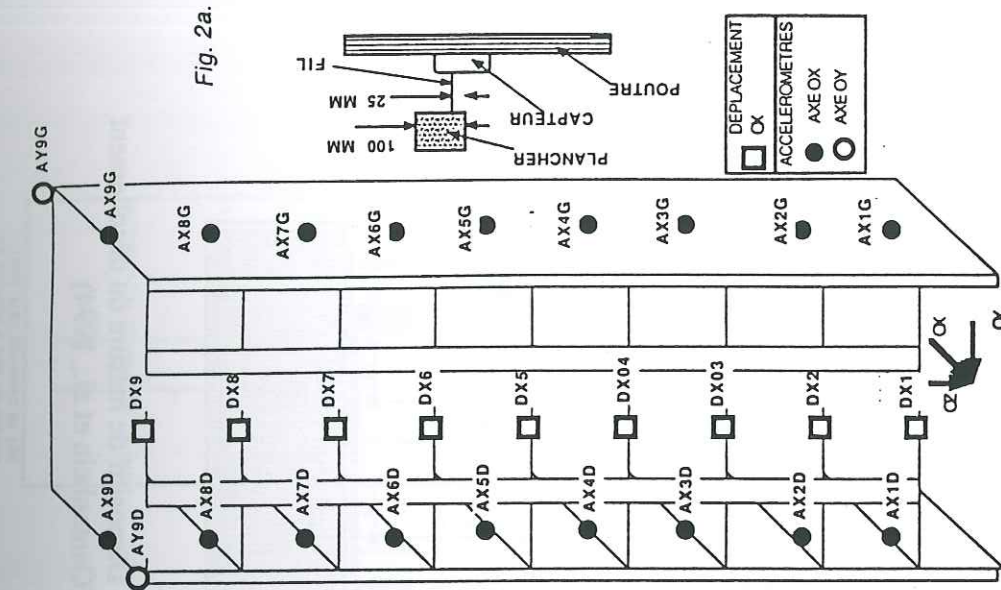


Fig. III.2 - Instrumentation permettant l'étude du mouvement d'ensemble de la maquette (Gantenbein et al., 1994)

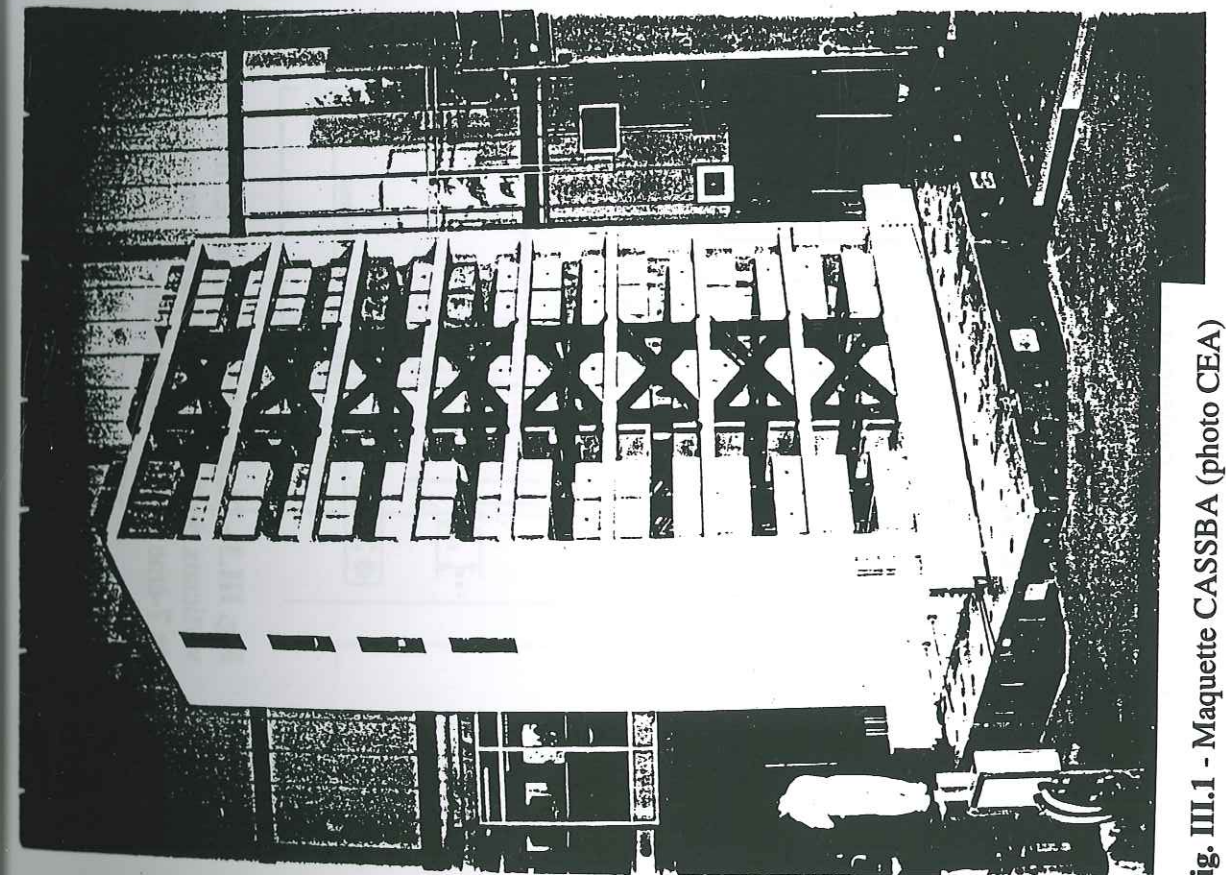


Fig. III.1 - Maquette CASSBA (photo CEA)

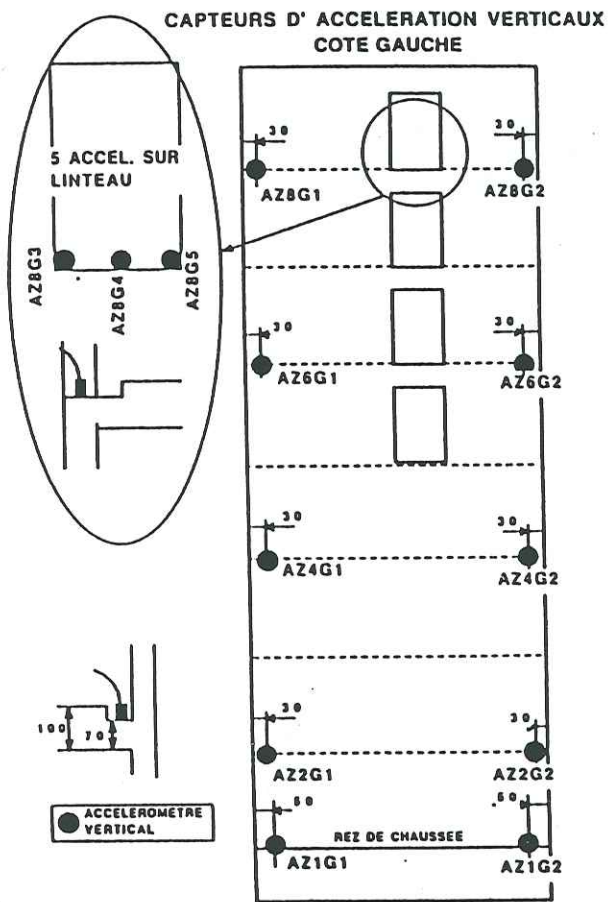


Fig. III.3 - Dispositif pour étudier les mouvements verticaux de la maquette et les déformations du linteau du 7-ème niveau (Gantenbein et al., 1994)

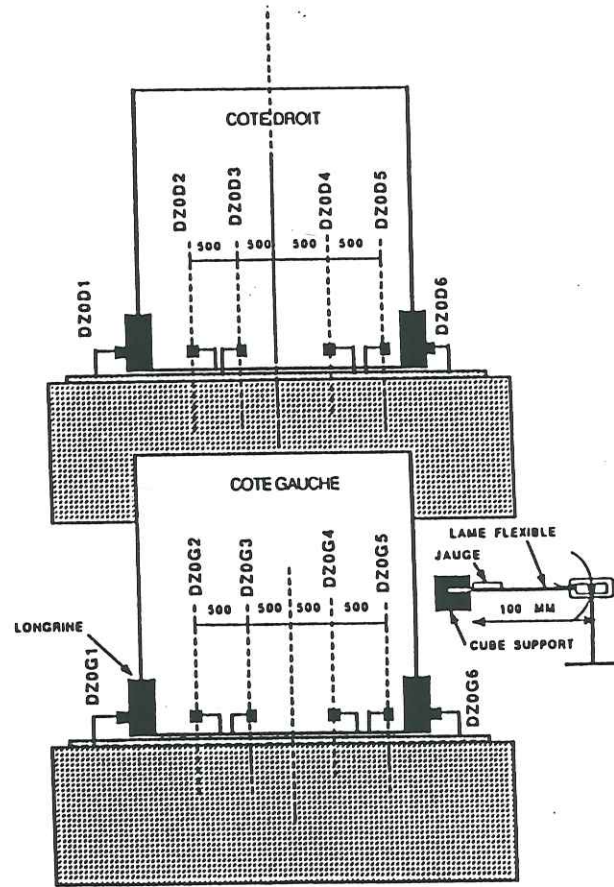


Fig. III.4 - Dispositif de mesure du décollement de la base (Gantenbein et al., 1994)

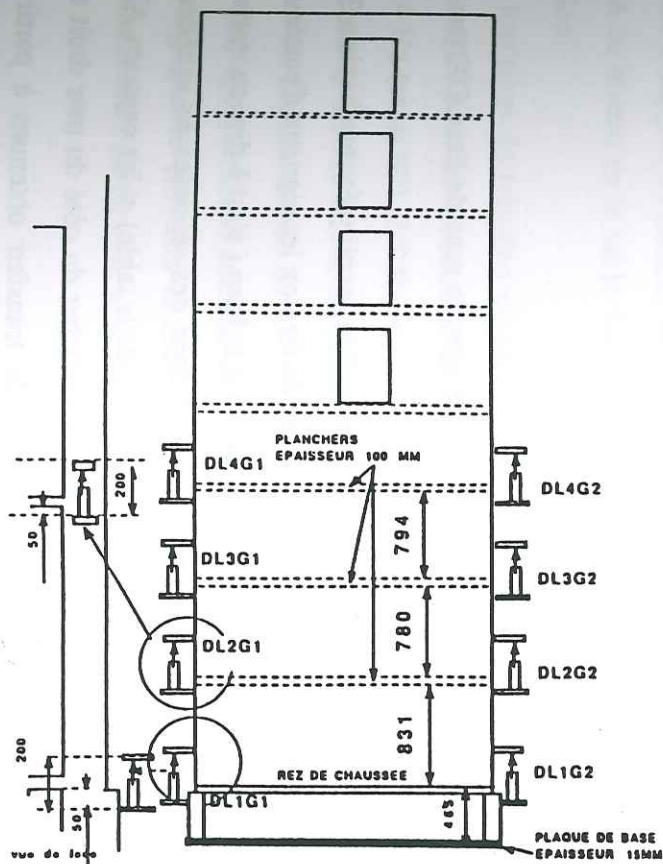


Fig. III.5 - Dispositif de mesure de l'ouverture des fissures à hauteur des planchers - Mur gauche (Gantenbein et al., 1994)

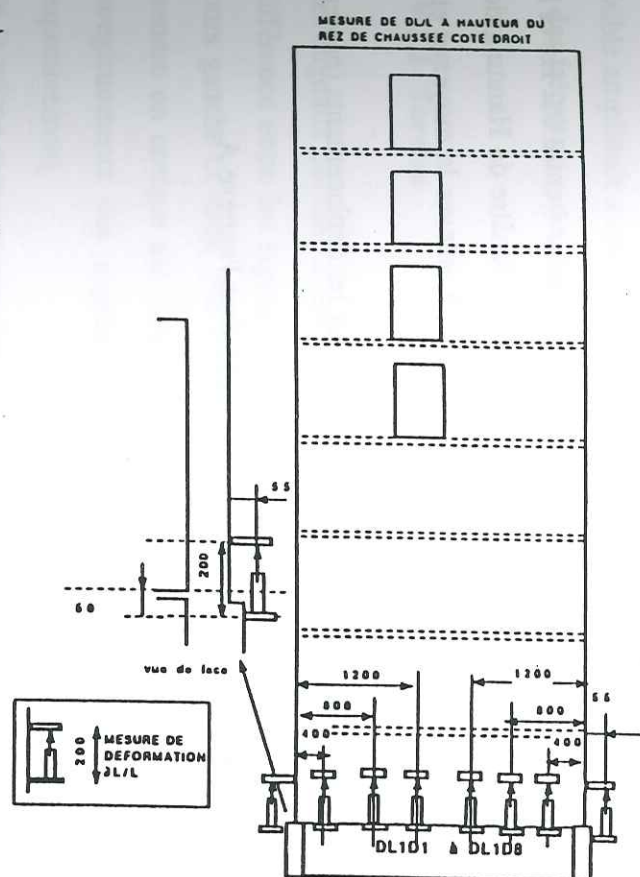


Fig. III.6 - Dispositif de mesure de l'ouverture des fissures au rez-de-chaussée (Gantenbein et al., 1994)

III- PRETRAITEMENT DES DONNEES

Le grand nombre de données, correspondant aux accélérations, aux déplacements et déformations, ont été obtenues aux points de mesures préalablement définis en fonction du but de l'enregistrement.

Nous avons d'abord opéré un traitement de routine, consistant à filtrer (entre 0.2 Hz et 8.0 Hz ou 0.2 Hz et 5.0 Hz), à appliquer une fonction d'apodisation (fenêtre de Hanning dont la largeur des lobes est égale à 5% de la largeur de la fenêtre), à enlever la moyenne et la dérive.

Dans certains cas les accélérations ont été intégrées pour obtenir les déplacements (capteurs AX1 à AX18, AZ8G3 à AZ8G5).

Les enregistrements qui ont servi à cette étude sont regroupés dans l'annexe A.

IV- ANALYSE SIMPLE DES DONNEES

IV.1- Localisation des fréquences de vibration

IV.1.1 Flexion.

Le sens de la flexion dont nous tenons compte coïncide avec le sens de l'axe OX parallèle aux murs pignons.

La méthode rapide pour estimer les fréquences de vibration, expliquée au chapitre 2, est appliquée au cas de la maquette CASSBA. Dans ce cas de flexion les signaux d'entrée et de sortie sont ceux des réponses de la structure enregistrées à la base (c'est à dire au niveau de la table vibrante) et sur les étages supérieurs. Il s'agit donc des réponses en accélération enregistrées par le capteur AX00 (capteur placé au niveau de la table) et les capteurs AX1D à AX9D et AX1G à AX9G (capteurs placés à chaque plancher du côté du mur droit et du côté du mur gauche respectivement). Les fonctions de transfert obtenues à partir des modules des FFT des signaux enregistrés au niveau supérieur et sur la table sont représentées sur la figure III.7 pour les 6 essais effectués lors de l'opération. Dans ce cas le lissage a été fait en appliquant une fenêtre triangulaire de largeur 0.4 Hz.

On remarque sur ces courbes, de manière très nette, la fréquence du mode fondamental: elle se situe aux environs de 3.0 Hz pour l'essai 09 (accélération d'excitation de 0.05g), 2.8 Hz pour l'essai 10 (accélération d'excitation de 0.1g), 2.2 Hz pour les essais 11 et 13 (accélération d'excitation de 0.36g) et aux environs de 2.0 Hz pour les essais 12 et 14 (accélération d'excitation 0.5g). Les modes supérieurs apparaissent moins du fait de leur faible amplitude et de la prédominance du 1er, mais on peut cependant en voir au moins 2, à des fréquences entre 6 et 8 Hz à faible déformation.

IV.1.2- Torsion

Les signaux servant à estimer les fréquences de vibration en torsion sont obtenus par différence entre les signaux enregistrés par les capteurs situés à un même niveau sur les murs gauche et droit. Par exemple si on considère le niveau terrasse, l'enregistrement à prendre en compte est $T(t) = S(AX9G) - S(AX9D)$ si $S(AX9G)$ et $S(AX9D)$ sont les enregistrements des capteurs AX9G et AX9D placés sur les murs gauche et droit respectivement.

De la même manière que dans le cas de la flexion, la fonction de transfert est obtenue en faisant le rapport du module de la FFT de $T(t)$ sur le module de la FFT du signal $S(AX00)$ capté au niveau de la table. Le lissage est fait avec la même fenêtre que dans le cas de la flexion.

Les fonctions de transfert en torsion obtenues pour chaque essai sont représentées sur la figure III.7 pour les 6 essais. Il apparaît 2 modes pour chaque essai: aux environs de 3.0 Hz et 6.4 Hz (essai 09), 2.8 Hz et 6.0 Hz (essai 10), 2.2 Hz et 5.5 Hz (essais 11 et 13) et aux environs de 2.0 Hz et 5.0 Hz (essais 12 et 14). Ces 2 modes correspondent exactement aux modes en flexion décrits en 4.4.1. Compte tenu des amplitudes observées, le premier mode (2-3 Hz) apparaît donc comme un mode essentiellement en flexion, avec une composante non négligeable (environ la moitié) en torsion, et le second (5-6 Hz) comme un mode essentiellement de torsion, avec une composante de flexion associée.

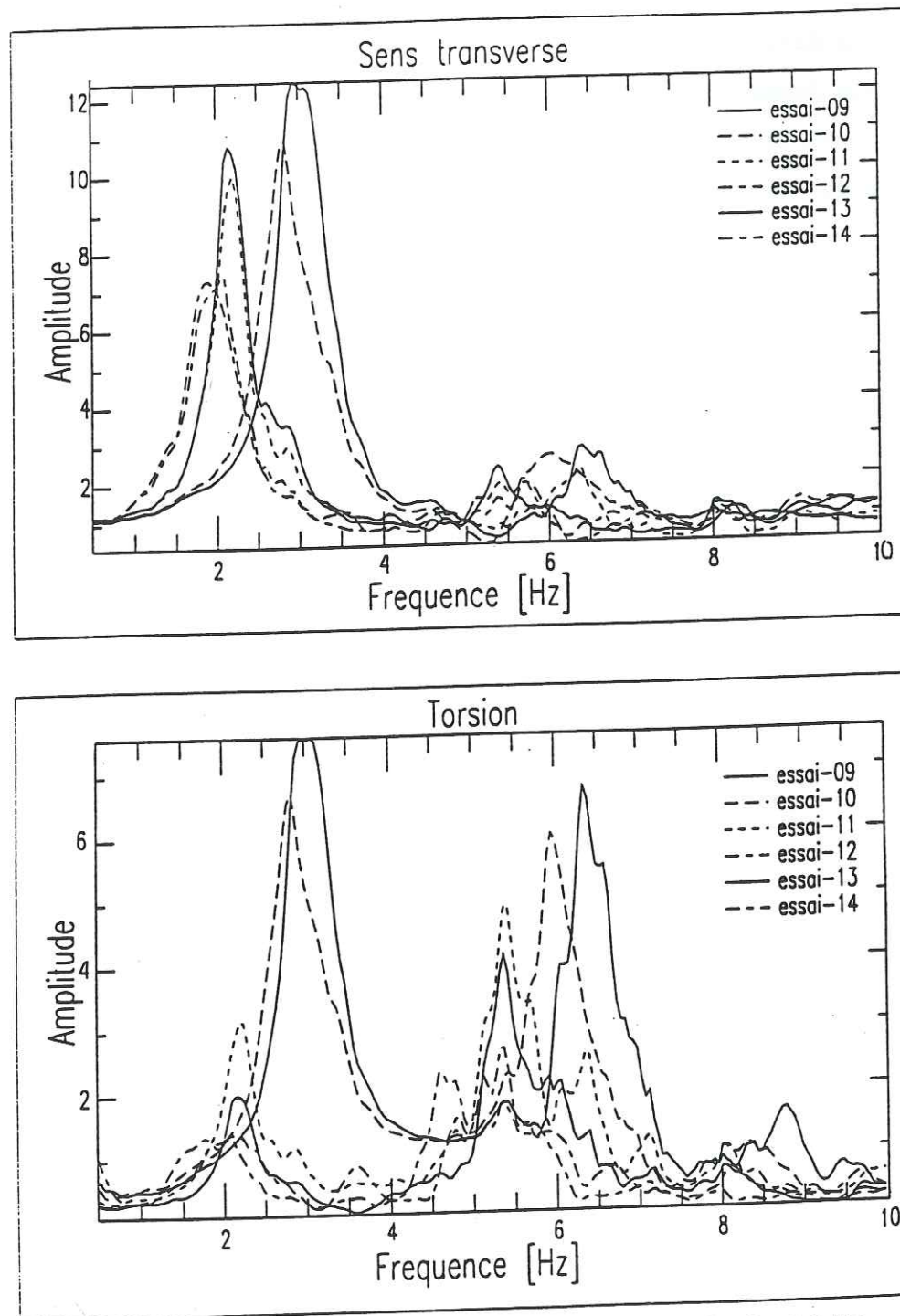


Fig. III.7 - Fonctions de transfert (terrasse/base)- Filtre PB 0.2 - 8.0 Hz
Lissage : fenêtre triangulaire de demi-largeur 0.5 Hz

IV.2- Soulèvement de la maquette.

Les signaux ayant servi à mettre en évidence le soulèvement de la maquette sont ceux enregistrés par les capteurs de déplacement DZOD1 à DZOD6 (mur droit) et DZOG1 à DZOG6 (mur gauche) placés à leur base (fig. III.4).

On remarque tout d'abord (Fig. III.8a et III.8b, tableaux III.3 et III.4) que le soulèvement n'est pas le même pour les 2 murs, c'est à dire que les 2 murs gauche et droit ne se soulèvent pas avec la même amplitude et qu'il n'est pas symétrique par rapport au milieu du mur. Il n'a pas la même amplitude d'un côté comme de l'autre de la maquette. On remarque aussi que les décollements maximaux, pour les 2 murs, se produisent aux environs de 8 secondes pour les essais à bas niveau d'excitation (essais 09 et 10) et aux environs de 6 secondes pour les autres essais (essais 11, 13, 12 et 14).

On remarque également que ces décollements, très faibles (≤ 1 mm) pour les essais 9 et 10, deviennent notables pour les essais 11, 13, 12 et 14 (supérieurs à 1.0 cm). Ils n'ont pas aussi la même amplitude, pour un même mur, aux deux extrémités.

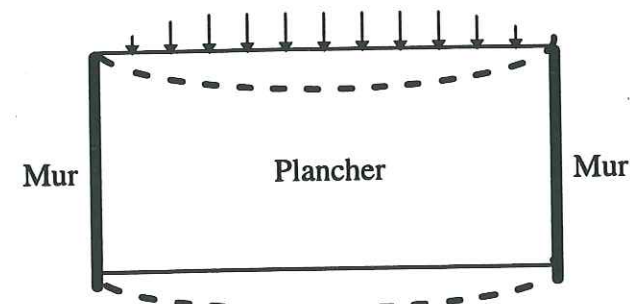
IV.3- Déformation horizontale de la maquette

Pour estimer la déformée, la maquette a été instrumentée de la façon suivante: à chaque étage, au niveau des planchers à mi-distance des murs gauche et droit, et aussi au niveau de ces deux derniers, sont placés des capteurs en déplacement et en accélération dans le sens de l'axe OX parallèle à ces murs comme le montre la figure III.2. Les différentes déformées horizontales sont représentées sur la figure III.9. On remarque que le déplacement maximal (obtenu par intégration de l'accélération) est atteint, aux environs de 6 secondes, et vaut 5.0 cm en tête du mur droit et 6.0 cm en tête du mur gauche lors des essais 12 et 14, contre environ 3.0 cm pour les essais 11 et 13, et moins de 1.0 cm pour les essais 09 et 10.

Le déphasage entre les mouvements de ces deux murs (Fig. III.9d) diminue au fur et à mesure qu'on monte vers les étages supérieurs, ce qui signifie une différence entre les mouvements des deux murs importante jusqu'au 7ième étage. Cette différence aux étages inférieurs prouve l'existence d'un mouvement de torsion.

La figure III.9e montre que, dans le mouvement horizontal de la maquette, il y a déformation du plancher dans son plan qui accompagne la translation. En effet le plancher réagit comme une poutre sur deux appuis au chargement appliqué dû aux masses qui ont

été ajoutées (Fig. III.1) pour des raisons de similitudes. En pratique on pourrait considérer que ces masses remplacent les charges d'exploitation.



Cet élément de structure (plancher) a un rôle primordial dans la répartition des efforts horizontaux aux différents éléments verticaux de contreventement. Les méthodes simples de calcul de structure supposent que le plancher est infiniment rigide dans son plan. Si cette hypothèse n'est pas vérifiée, les résultats du calcul peuvent être erronés. La question suivante peut donc être posée: Dans quels cas peut-on considérer que le plancher est infiniment rigide ou pas? Ceci pourrait mener à réfléchir sur un programme d'essais pour établir une théorie du comportement de cet élément.

Cette différence entre les mouvements des murs et des planchers est certainement aussi en liaison avec le mouvement de torsion.

Capteur	Distance/ centre mur (m)	Mur	Soulèvement (mm)					
			essai 09 (t=8.40 s)	essai 10 (t=8.33 s)	essai 11 (t=6.10 s)	essai 13 (t=6.11 s)	essai 12 (t=6.15 s)	essai 14 (t=6.18 s)
AZ0G1	-1.4	G	-0.40	-0.57	-1.29	-0.68	-1.60	-1.06
		D	-0.29	-0.39	-0.92	-0.57	-1.13	-0.84
AZ0G2	-1.0	G	-0.27	-0.39	-0.81	-0.09	-0.44	-0.03
		D	-0.22	-0.32	-0.42	-0.08	0.11	0.04
AZ0G3	-0.5	G	-0.21	-0.26	-0.47	0.22	0.47	0.69
		D	-0.15	-0.21	-0.14	0.21	1.02	0.77
AZ0G4	0.5	G	0.29	0.50	2.48	2.51	5.81	6.16
		D	0.33	0.49	2.38	1.88	6.13	5.35
AZ0G5	1.0	G	0.44	0.74	3.35	3.47	7.45	7.78
		D	0.27	0.46	3.22	3.03	7.58	7.32
AZ0G6	1.4	G	0.56	1.20	5.70	6.04	11.26	11.90
		D	0.39	0.72	5.19	5.26	11.29	11.02

Tableau III.3 : soulèvement des murs gauche (G) et droit (D) de la maquette correspondant à l'amplitude maximale du capteur AZ0G6

Capteur	Distance/ centre mur (m)	Mur	Soulèvement (mm)					
			essai 09 (t=8.57 s)	essai 10 (t=8.53 s)	essai 11 (t=6.29 s)	essai 13 (t=5.41 s)	essai 12 (t=5.91 s)	essai 14 (t=5.95 s)
AZ0G6	-1.4	G	-0.33	-0.64	-1.74	-0.45	-2.25	-0.82
		D	-0.32	-0.53	-1.18	-0.49	-1.52	-0.87
AZ0G5	-1.0	G	-0.34	-0.51	-0.99	-0.23	-0.98	-0.20
		D	-0.24	-0.38	-0.63	-0.13	-0.60	0.14
AZ0G4	-0.5	G	-0.21	-0.32	-0.60	-0.01	-0.41	0.40
		D	-0.22	-0.28	-0.36	0.00	-0.16	0.33
AZ0G3	0.5	G	0.39	0.68	1.62	0.29	3.26	3.81
		D	0.25	0.42	1.27	0.38	3.06	4.33
AZ0G2	1.0	G	0.52	0.93	2.49	0.89	5.10	5.74
		D	0.38	0.66	2.14	0.94	5.08	6.53
AZ0G1	1.4	G	0.80	1.45	3.93	1.99	7.67	8.36
		D	0.45	0.81	2.78	1.69	5.92	8.16

Tableau III.4 : soulèvement des murs gauche (G) et droit (D) de la maquette correspondant à l'amplitude maximale du capteur AZ0G1

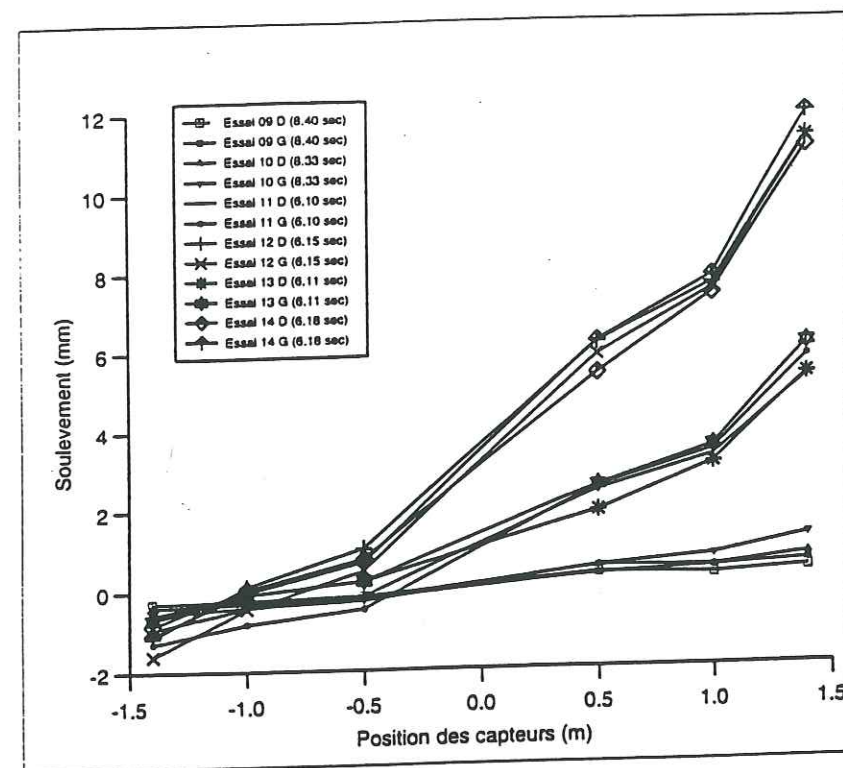


Fig. III.8a- CASSBA - Soulevement de la base de la maquette correspondant a l'amplitude maximale du capteur DZ0G6 du mur gauche (G)

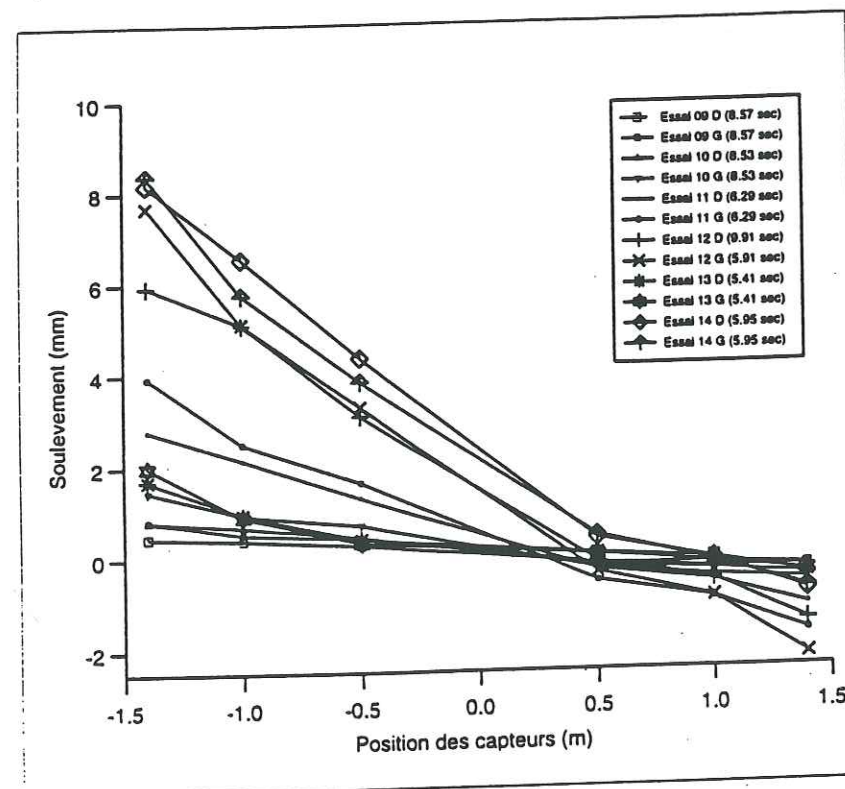


Fig. III.8b- CASSBA - Soulevement de la base de la maquette correspondant a l'amplitude maximale du capteur DZ0G1 du mur gauche (G)

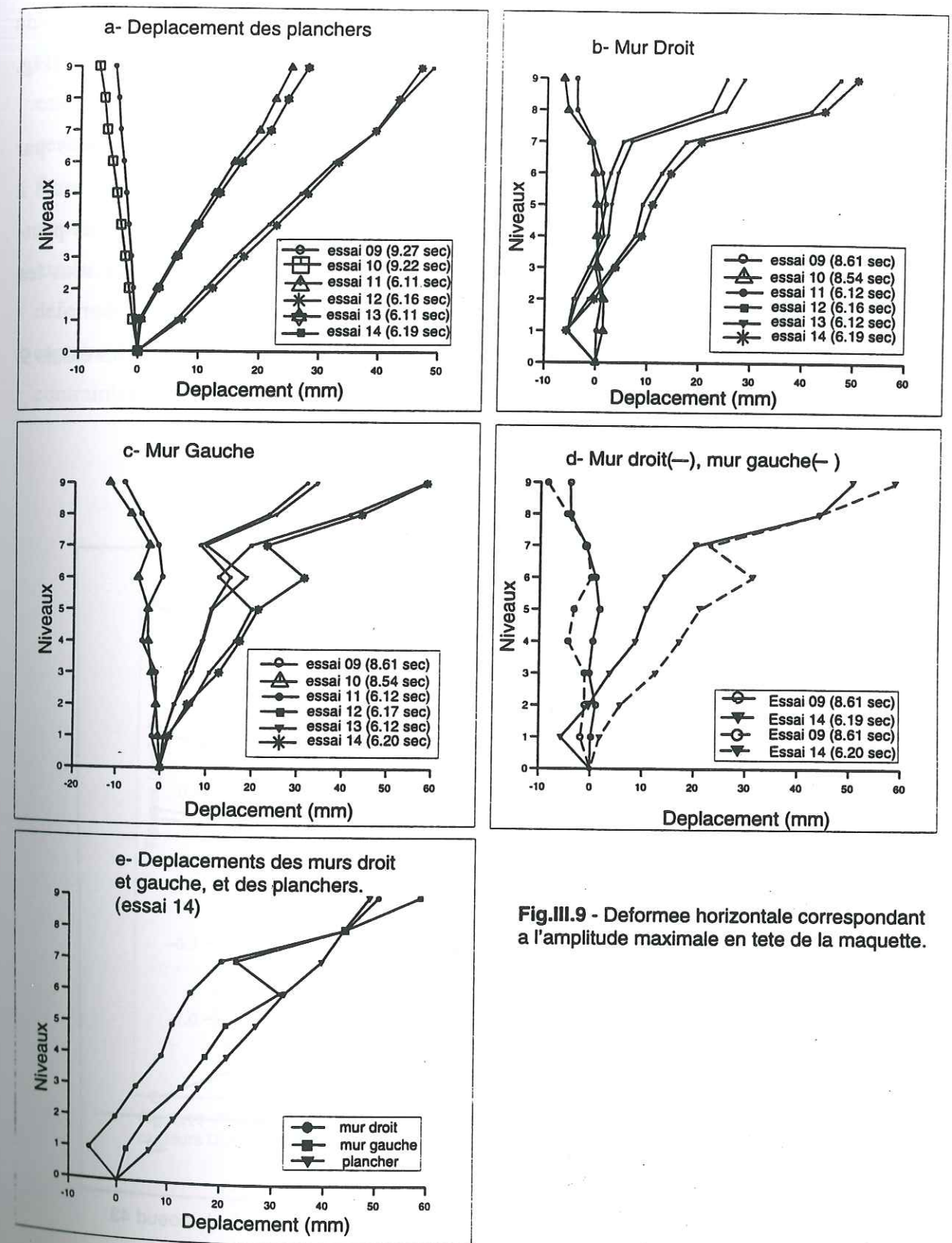


Fig. III.9 - Déformée horizontale correspondant a l'amplitude maximale en tete de la maquette.

IV.4- Déformation d'un linteau

3 capteurs en accélération verticale ont été placés à chaque extrémité et au milieu du linteau du 8-ième niveau pour estimer sa déformée lors du mouvement de la maquette (Fig. III.3).

La déformée (Fig. III.10), tracée à partir des signaux en déplacements obtenus par intégration des accélérations, ressemble en gros à celle donnée par la théorie des murs à ouvertures, qui prévoit un point d'inflexion au milieu du linteau. En effet le linteau peut-être assimilé à une poutre rigide encastree à ses deux extrémités qui se déforme sous les effets provoqués par le tassement d'un de ses deux appuis.

On remarque encore sur cette figure de très faibles déplacements verticaux pour les essais 9 et 10 et des valeurs plus significatives (1 à 4 mm) pour les essais 11, 13, 12 et 14.

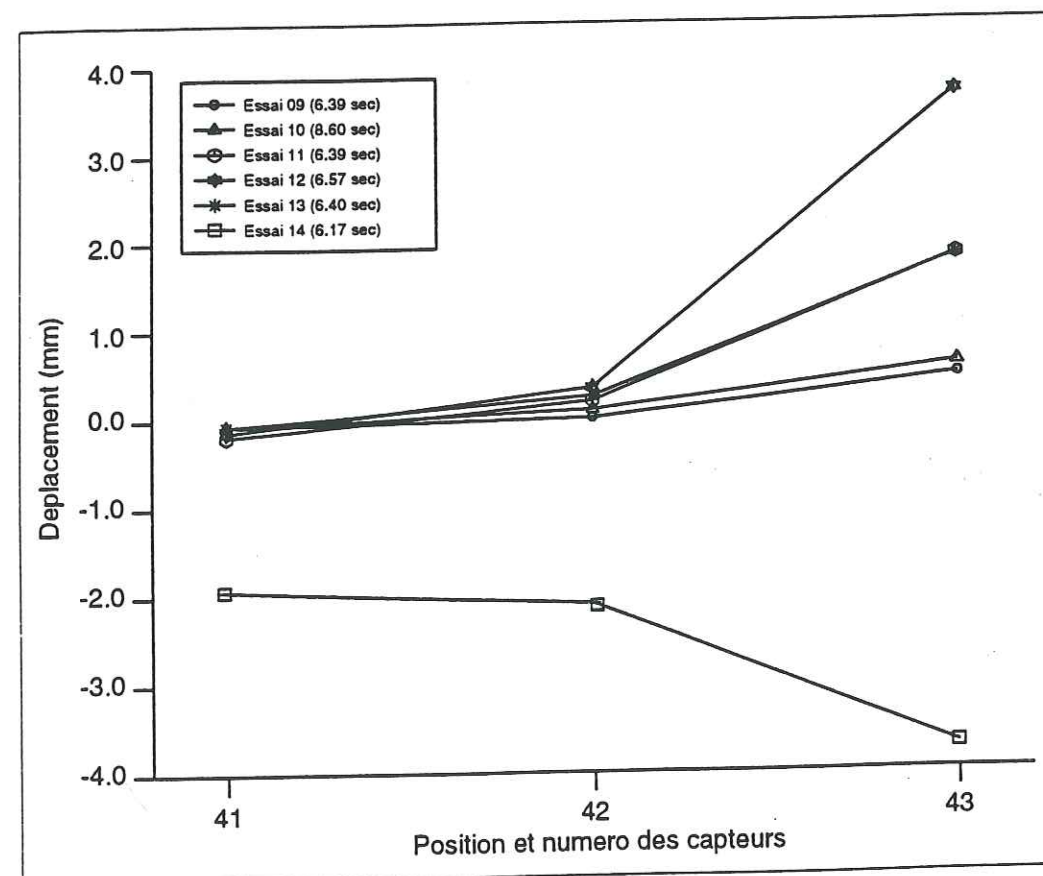


Fig. III.10 - Déformation du linteau correspondant à l'amplitude maximale du noeud 43

IV.5- Fissures à la base des murs

L'analyse des signaux enregistrés montre que pour les essais à bas niveau d'excitation (essais 09 et 10), les fissures (Fig. III.11) sont pratiquement nulles. Ce n'est que dans les essais suivants qu'elles commencent à s'ouvrir et atteignent des valeurs dépassant, en certains endroits, 1 mm. On remarque aussi qu'en fortes déformations (essais 11 à 14) les fissures s'ouvrent moins aux extrémités que dans les parties centrales. Ceci est dû, sans doute, au schéma de ferrailage adopté qui conduit à un renforcement exclusif des extrémités, ainsi qu'à une concentration des déformations dans la partie centrale (cf déformées de la base lors du soulèvement, fig. 8a et fig.8b). D'autre part, les signaux des capteurs extrêmes prennent des valeurs négatives et positives. Ceci peut s'expliquer par les contraintes élevées à ces endroits qui causent un écrasement du béton.

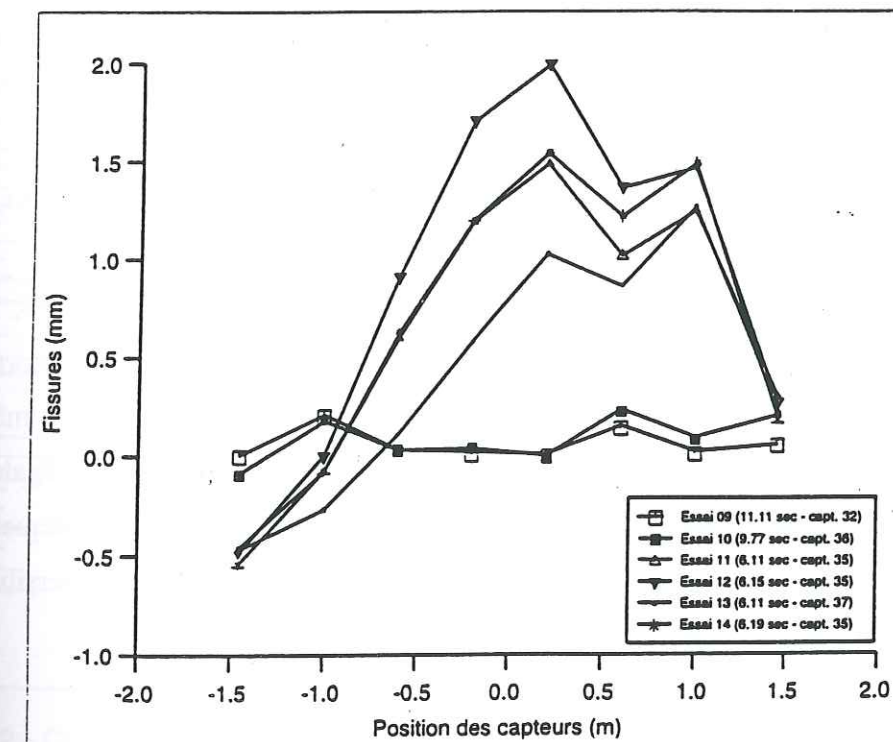


Fig. III.11 - Fissures à la base du mur droit correspondant à l'amplitude maximale de l'un des capteurs DL1D1 à DL1D8

IV.6- Détection des non-linéarités

En observant la diminution de la fréquence avec l'augmentation de l'accélération (fig. III.7), le décollement de la base (fig. III.8a et III.8b) et l'ouverture des fissures à la base du mur droit (fig. III.11), nous avons essayé de voir si des non-linéarités existaient.

IV.6.1- Méthode de la fenêtre glissante

Pour mettre en évidence la non-linéarité de la rigidité, qui se traduit par la variation de la fréquence de la structure au cours du mouvement, nous appliquons la méthode de la fenêtre glissante. La procédure est la suivante: On fait glisser le long des deux signaux captés en terrasse et à la base une fenêtre temporelle d'une certaine largeur (dans le cas présent 4 secondes). Le glissement se fait suivant un pas, dans notre cas, égal à 0.5 seconde, de telle sorte que les positions successives de la fenêtre se chevauchent. Ensuite, pour les portions des deux signaux compris dans cette fenêtre, on calcule les modules des transformées de Fourier. La fonction de transfert de la structure, dans cette fenêtre, déterminée en faisant le rapport de ces deux modules, nous donne la fréquence fondamentale de cette structure. On en déduit alors un point, de la courbe de la fréquence en fonction du temps, dont l'ordonnée est la valeur de cette fréquence et l'abscisse le milieu de la largeur de la fenêtre.

Ces courbes ainsi obtenues, sont représentées sur la figure III.12 (essais 09 et 10), la figure III.13 (essais 11 et 13) et la figure III.14 (essais 12 et 14).

On remarque sur ces courbes, pour les essais à excitations élevées (essais 11, 13, 12 et 14), qu'une chute de fréquence se produit aux environs de 6 secondes, instant qui correspond à celui où se produisent les mouvements horizontaux maximaux, le soulèvement maximal de la base et les ouvertures maximales des fissures (fig. III.11). Il convient également de remarquer que, lorsque le niveau d'excitation diminue à la fin du signal, la fréquence croît, ce qui indique la présence de non-linéarités au moins partiellement réversibles, avec endommagement donc limité.

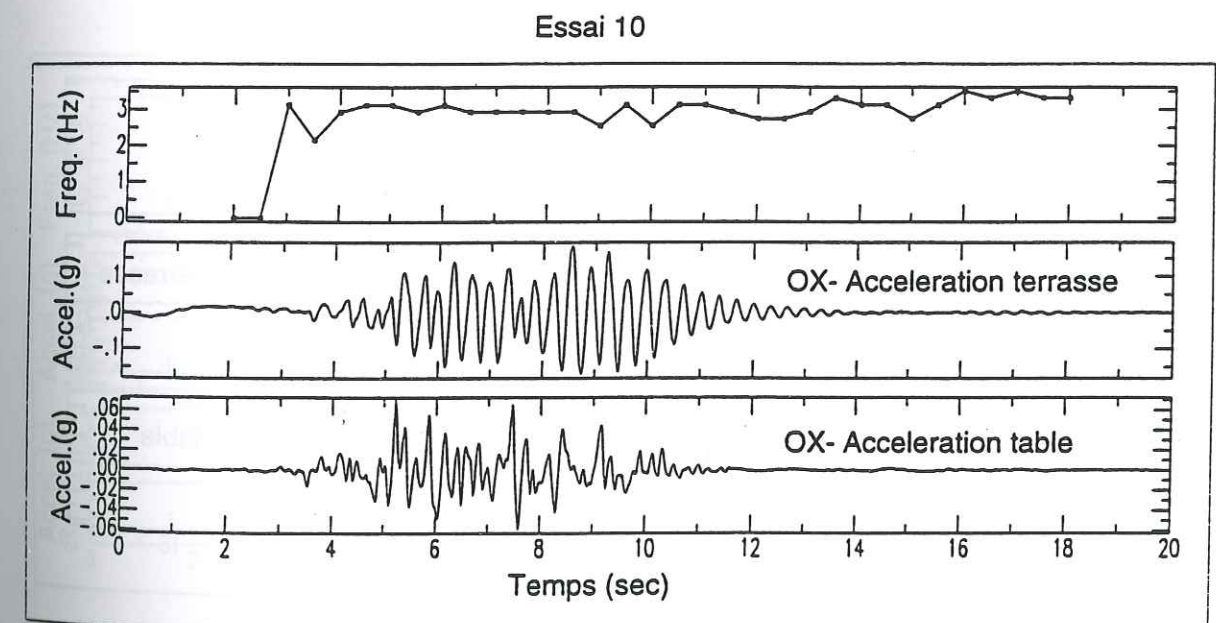
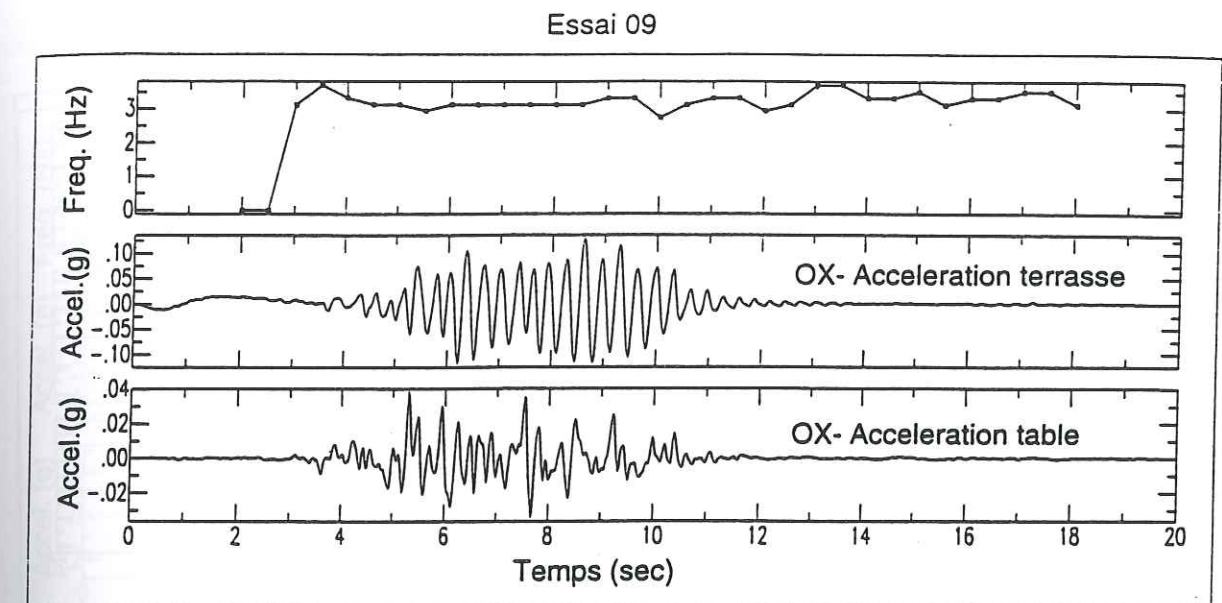


Fig. III.12 - Courbes Fréquence-Temps obtenues par fenêtre glissante de 4 sec de large avec un pas de 0.5 sec.

Lissage : largeur fenêtre triangulaire 0.2 Hz

Filtrage : filtre passe-bande 0.2-5.0 Hz

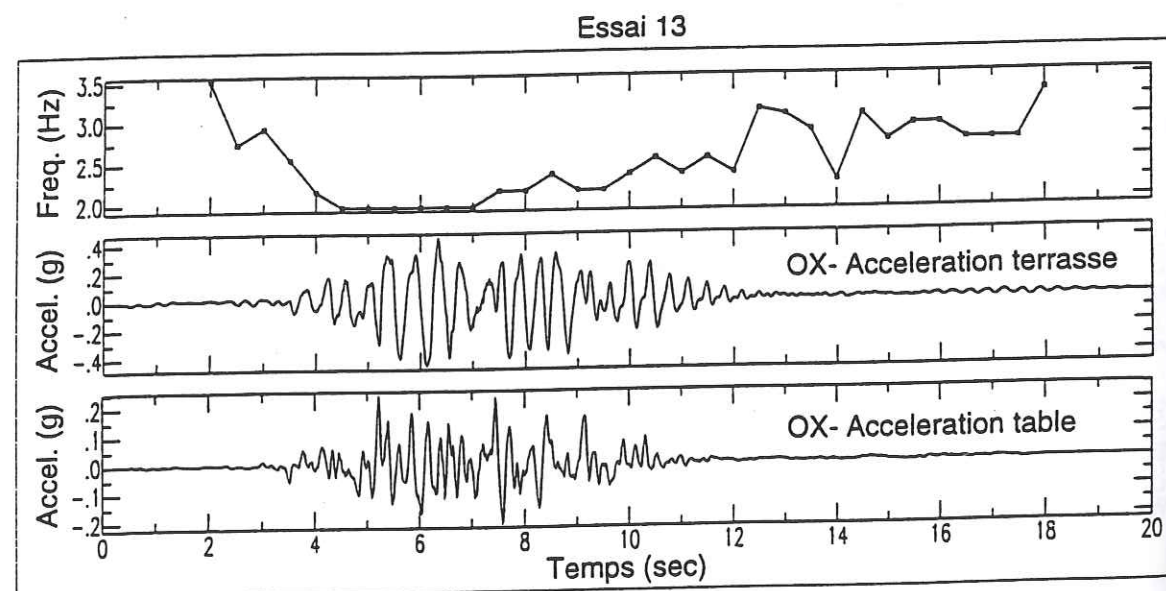
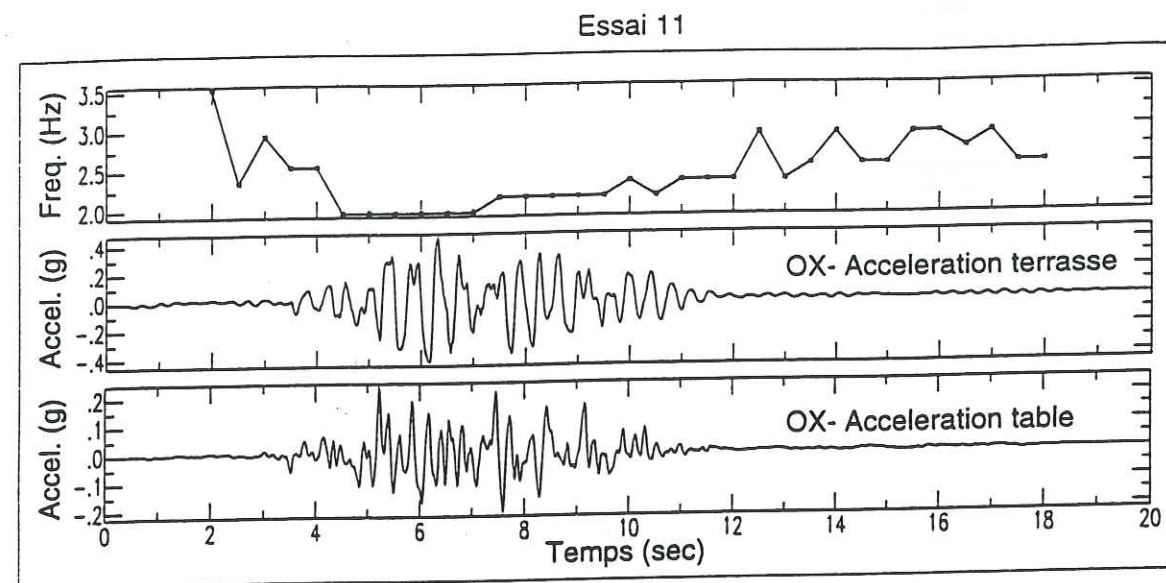


Fig. III.13 - Courbes Frequence-Temps obtenues par fenetre glissante de 4 s de large avec un pas de 0.5 s.
Lissage : largeur fenetre triangulaire 0.2 Hz
Filtrage : filtre passe-bande 0.2-5.0 Hz

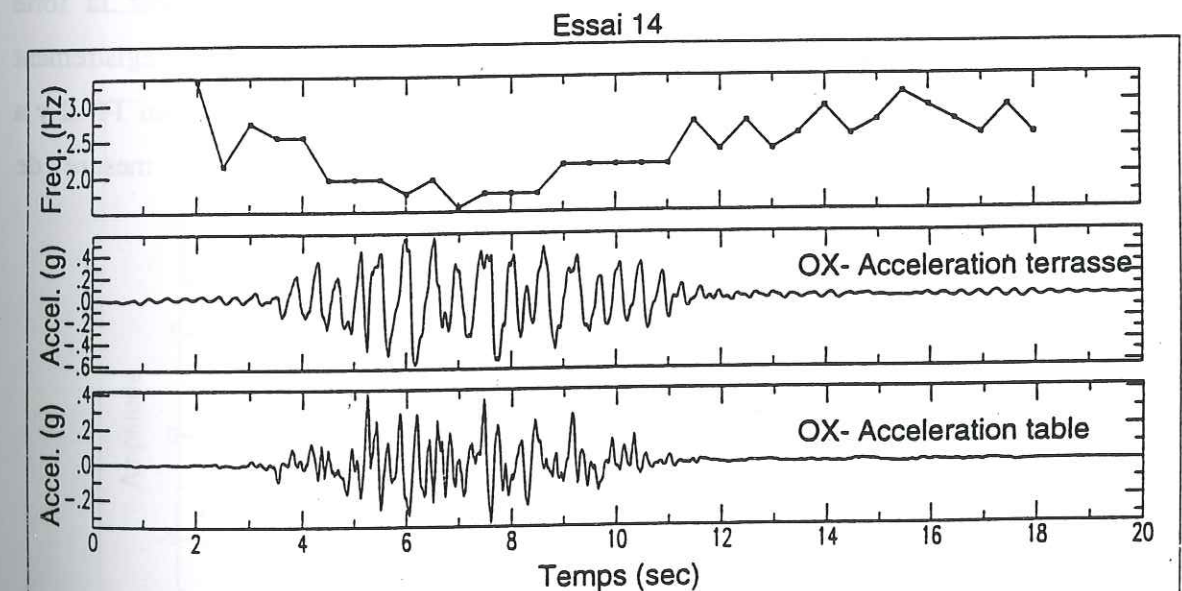
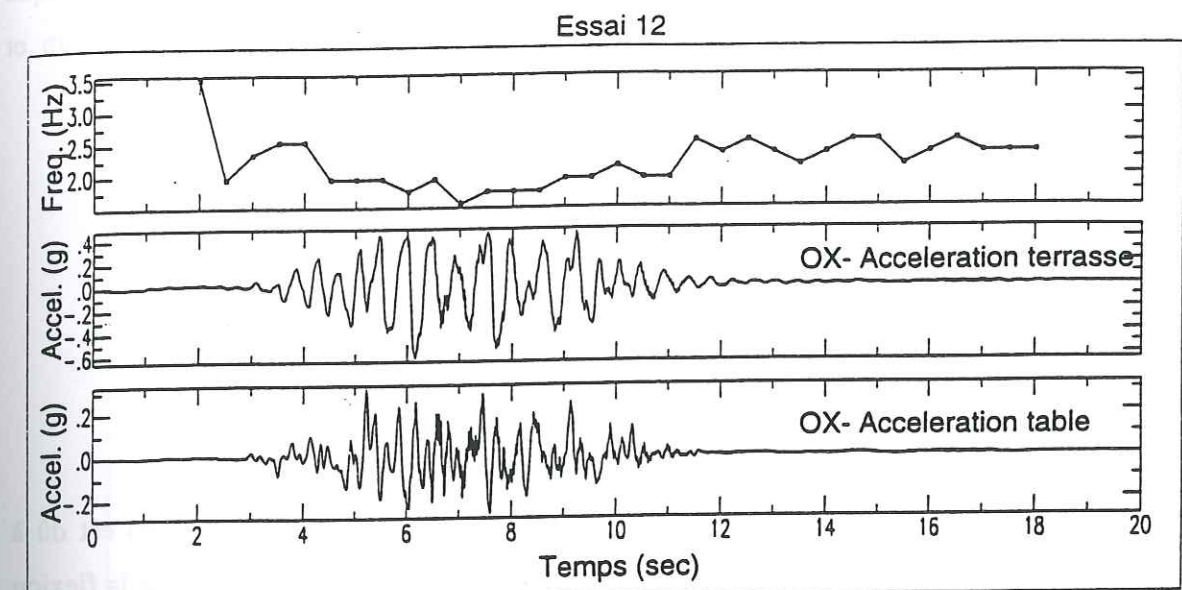


Fig. III.14 - Courbes Frequence-Temps obtenues par fenetre glissante de 4 s de large avec un pas de 0.5 s.
Lissage : largeur fenetre triangulaire 0.2 Hz
Filtrage : filtre passe-bande 0.2-5.0 Hz

IV.7- Amortissement

Une tentative d'estimation de l'amortissement a été faite sur le décrétement logarithmique des oscillations libres de la maquette (Fig. III.15), en utilisant la formule (Clough et Penzien):

$$\zeta = \frac{v_n - v_{n+m}}{2m\pi v_{n+m}}$$

ζ est le facteur d'amortissement visqueux

v_n et v_{n+m} sont deux pics des oscillations séparés par m cycles

Deux amortissements sont visibles sur ces dernières: le premier (assez élevé) est dû à l'écrasement du béton lors du soulèvement de la base, et le deuxième est celui de la flexion après stabilisation de cette base. Si ce changement de régime, visible par la forte décroissance de l'amplitude de ces oscillations, est assez net sur l'enregistrement correspondant à l'essai 09, il n'est par contre pas évident sur le signal de l'essai 14. Il y a lieu donc de prendre ces résultats avec beaucoup de prudence. La mesure de l'amortissement par cette méthode est donc extrêmement délicate.

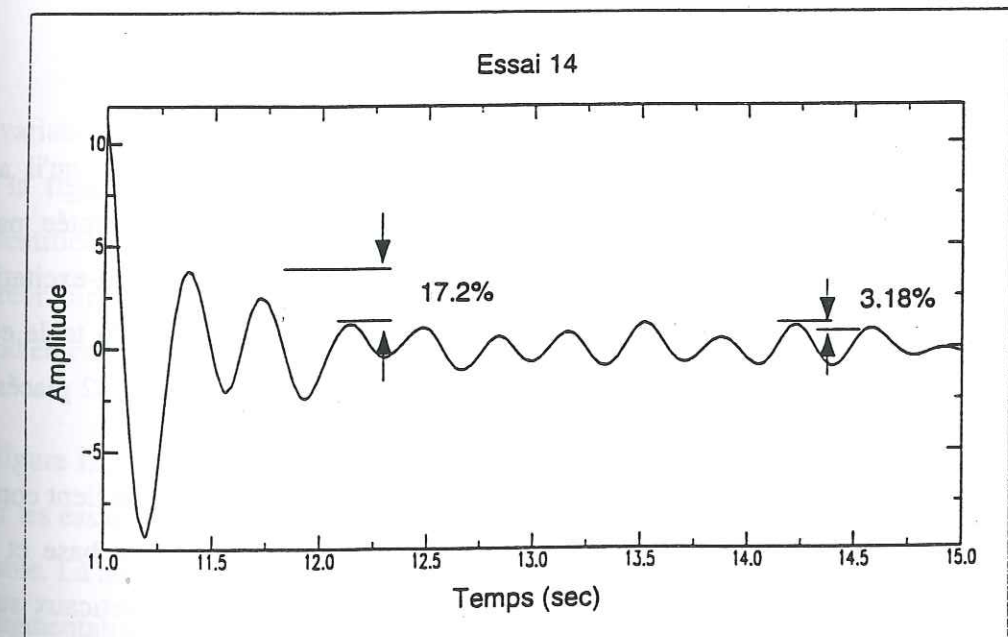
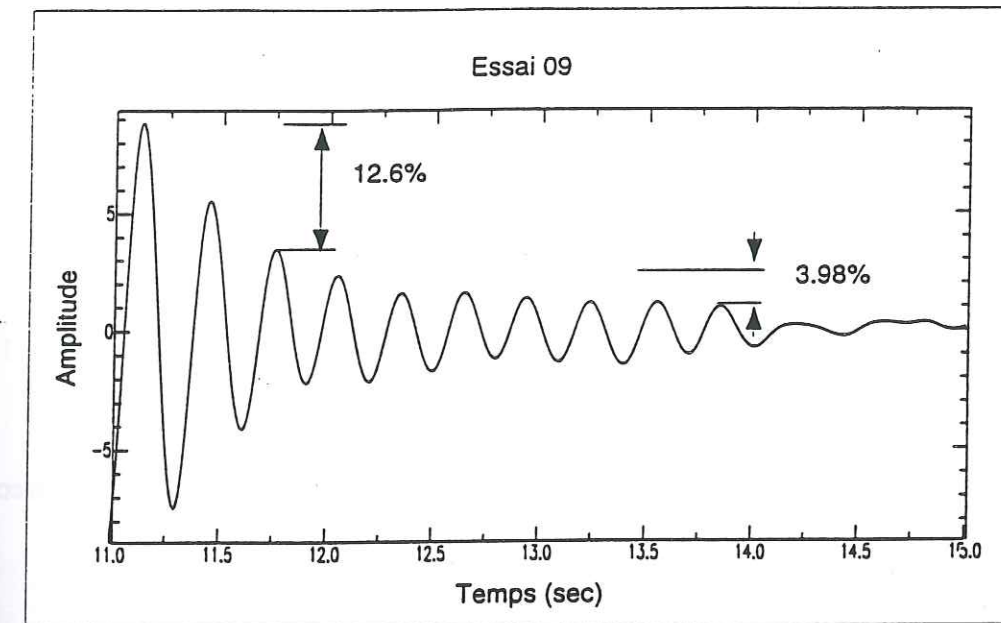


Fig. III.15 - Mouvements libres en terrasse. Estimation de l'amortissement.

V- IDENTIFICATION

V.1 Technique d'identification

La technique d'identification utilisée est celle exposée au chapitre II.

Nous rappelons que la réponse en un point i d'une structure soumise à une excitation unique est:

$$X_i(t, \theta) = \sum_{r=1}^p (\beta_{ir} S_r(t, \theta) + \lambda_{ir} d_r(t, \theta) + \dot{\lambda}_{ir} v_r(t, \theta)) \quad (\text{III-1})$$

tandis que celle d'une structure excitée en plusieurs endroits, ou selon plusieurs directions couplées, est donnée par

$$X_i(t, \theta) = \sum_{k=1}^m R_{ik} U_k(t) + \sum_{r=1}^p \left[\left(\sum_{k=1}^m \beta_{ikr} S_{kr}(t, \theta) \right) + \lambda_{ir} d_r(t, \theta) + \dot{\lambda}_{ir} v_r(t, \theta) \right] \quad (\text{III-2})$$

Le premier modèle identifié est un modèle 'mono-excitation', c'est à dire qu'il a été considéré une seule excitation à la base de la maquette. Elle est représentée par le mouvement transverse de la table. Le deuxième modèle est un modèle 'multi-excitations' pour lequel il a été considéré trois excitations: le mouvement transverse de la table et les deux mouvements verticaux enregistrés par les deux capteurs AZ1G1 et AZ1G2 placés sur le plancher du rez-de-chaussée à chaque extrémité du mur gauche.

Si le premier modèle permet de faire une identification classique, le deuxième tient compte des mouvements verticaux et nous permet d'estimer le soulèvement de la base et son influence sur le comportement de la maquette. En l'absence de capteurs verticaux sur la table, nous avons donc considéré pour cette identification multi-excitations les 2 capteurs AZ1G1 et AZ1G2 qui se trouvent au rez-de-chaussée (Fig. III.3). Le soubassement de la structure étant très rigide (50 cm de hauteur) les enregistrements de ces capteurs seraient assez proches de ceux qui auraient été réalisés au niveau de la table.

V.2- Résultats de l'identification

Le tableau III.2 résume les paramètres (fréquence ω et amortissement ζ) et l'erreur résiduelle identifiés avec les deux modèles mono-excitation et multi-excitations.

Essai	Identification					
	Mono-excitation			Multi-excitations		
	f (Hz)	ζ (%)	E (%)	f (Hz)	ζ (%)	E (%)
09	2.96	4.2	7.3	4.00	16.0	1.5
10	2.80	5.0	10.8	3.80	14.2	2.4
11	2.20	8.0	23.1	2.90	19.2	2.3
13	2.19	8.0	22.7	2.90	18.1	2.8
12	1.88	6.0	21.2	3.30	17.3	8.6
14	1.86	5.3	29.2	3.32	17.9	3.25

Tableau III.2 : Paramètres identifiés

La variation de l'erreur résiduelle en fonction des deux paramètres ω et ζ est représentée sur la figure III.16 (essai 09) et la figure III.17 (essai 14), pour les deux modèles d'identification en mono-excitation et multi-excitations. On remarque, sur ces figures, que l'erreur diminue notablement et la fréquence et l'amortissement augmentent quand on prend en considération les excitations verticales à la base.

La figure III.18 montre la comparaison entre la réponse du modèle et celle de la maquette pour les essais 09 et 14 qui représentent les valeurs extrêmes de l'accélération injectés dans la table. Là aussi l'erreur diminue quand on passe de 01 à 03 excitations.

L'augmentation de la fréquence est due au fait que l'on ne considère plus le même type de mouvement: le mouvement dominant, dans l'identification à 3 appuis, devient le mouvement de balancement, comme en témoigne la figure III.21. En effet il y a très peu de déformation effective de la structure, c'est à dire que le mouvement de la maquette par rapport à sa base est faible et fait penser à un corps rigide dont le mouvement est un simple

balancement. L'augmentation de l'amortissement est due probablement à l'écrasement du béton qui est dû lui même au choc de la base avec la table à la retombée de chaque décollement.

La figure III.19 (essais 09 et 14) montre les courbes de variation de la fréquence en fonction du temps, obtenues par identification sur une fenêtre glissante, comparées avec celles obtenues par analyse spectrale (Fig. III.12 et III.14). Là aussi on remarque que le mouvement dominant est dû au soulèvement de la maquette, caractérisé par une plus grande valeur de la fréquence.

La figure III.20 montre la corrélation entre la fréquence, identifiée en mono-excitation sur une fenêtre glissante de 4 s de largeur avec un pas de 2 s, et l'accélération moyenne de la table (moyenne quadratique : $A_m = \sqrt{\frac{1}{N_s} \sum_{i=1}^{N_s} S_i^2}$), calculée sur la même fenêtre, pour les 4

niveaux d'accélération. On y remarque des non-linéarités qui se traduisent par une perte de rigidité réversible dans l'ensemble, mais avec néanmoins, des résidus à la fin de l'excitation. En effet la fréquence ne revient pas à sa valeur initiale à la fin de l'excitation, et ceci pour tous les essais.

Enfin la figure III.21 représente les coefficients de participation du mode fondamental de vibration, qui résultent de l'identification multi-excitations. On remarque que les mouvements dus aux excitations verticales sont plus importants que celui dû à l'excitation horizontale.

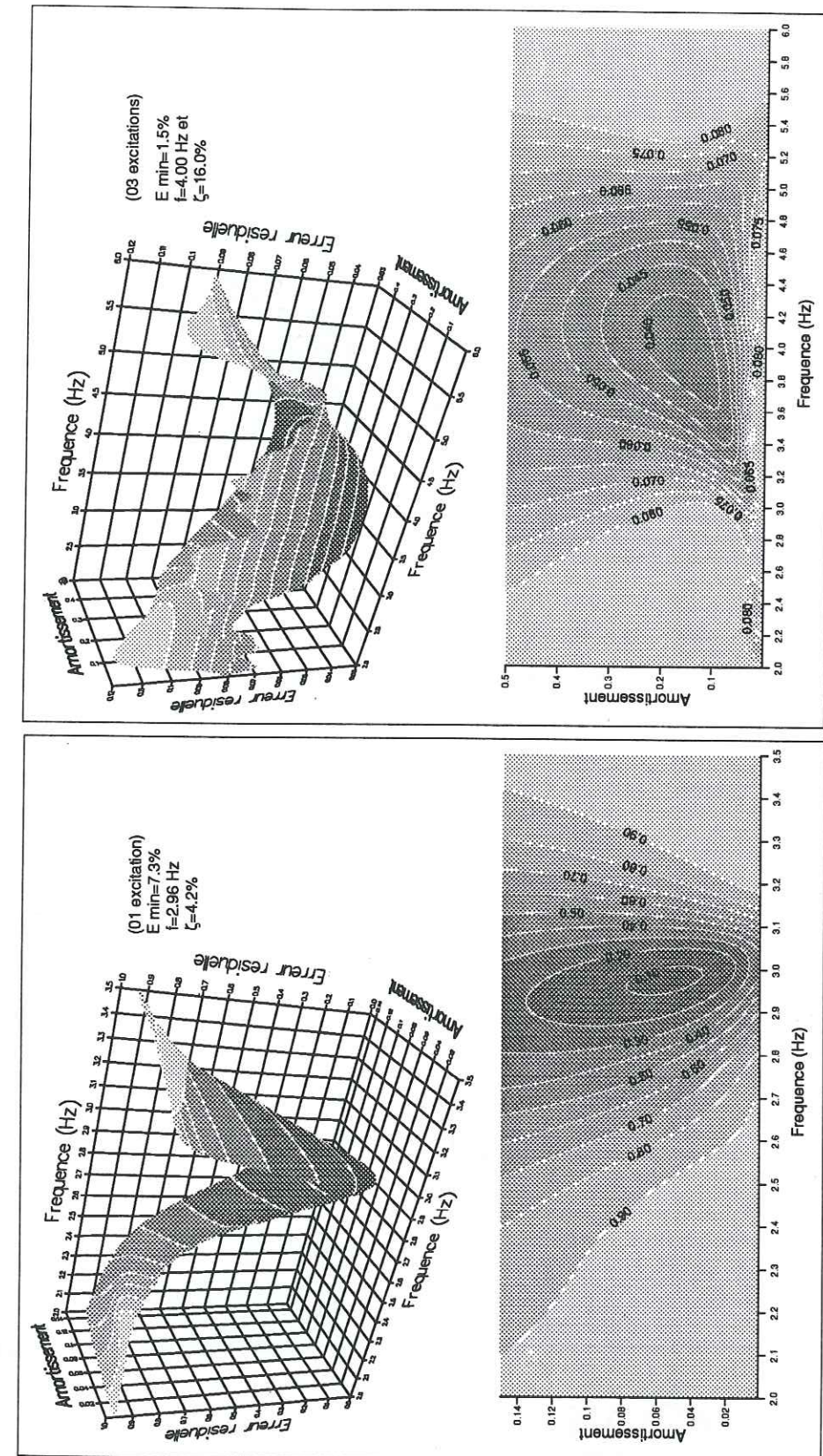


Fig. III.16 - Essai 09 - 1er mode - Variation de l'erreur résiduelle (E) en fonction de la fréquence (f) et de l'amortissement (ζ).
Filtre passe-bande 0.2-5.0 Hz.

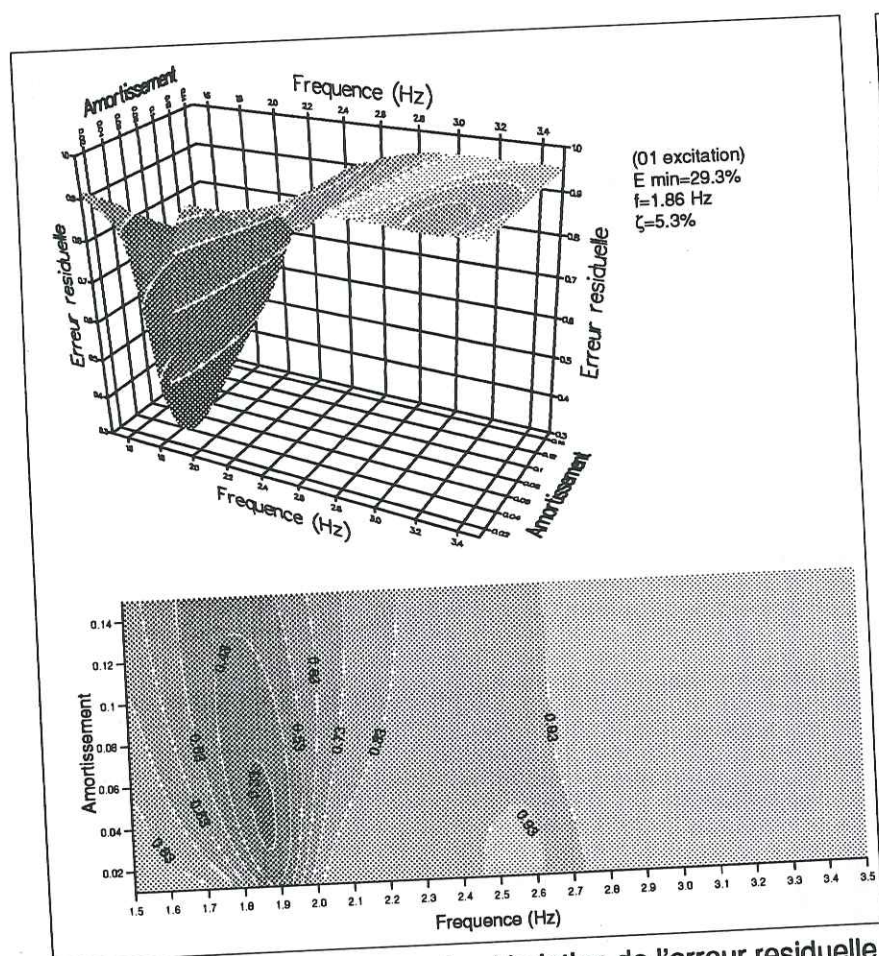


Fig. III.17 - Essai 14 - 1er mode - Variation de l'erreur résiduelle (E) en fonction de la fréquence (f) et de l'amortissement (ζ)
 Filtre passe-bande 0.2-5.0 Hz.

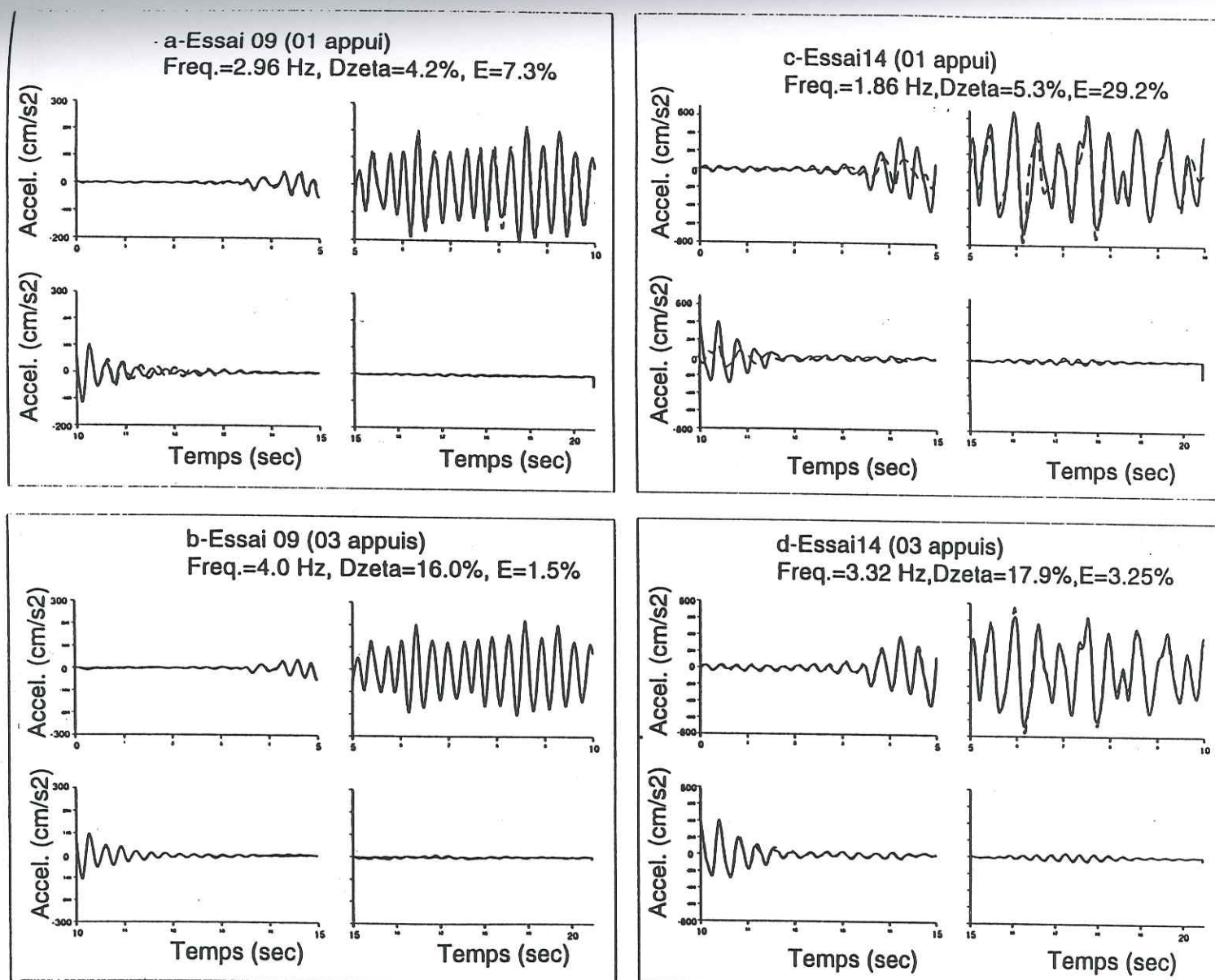
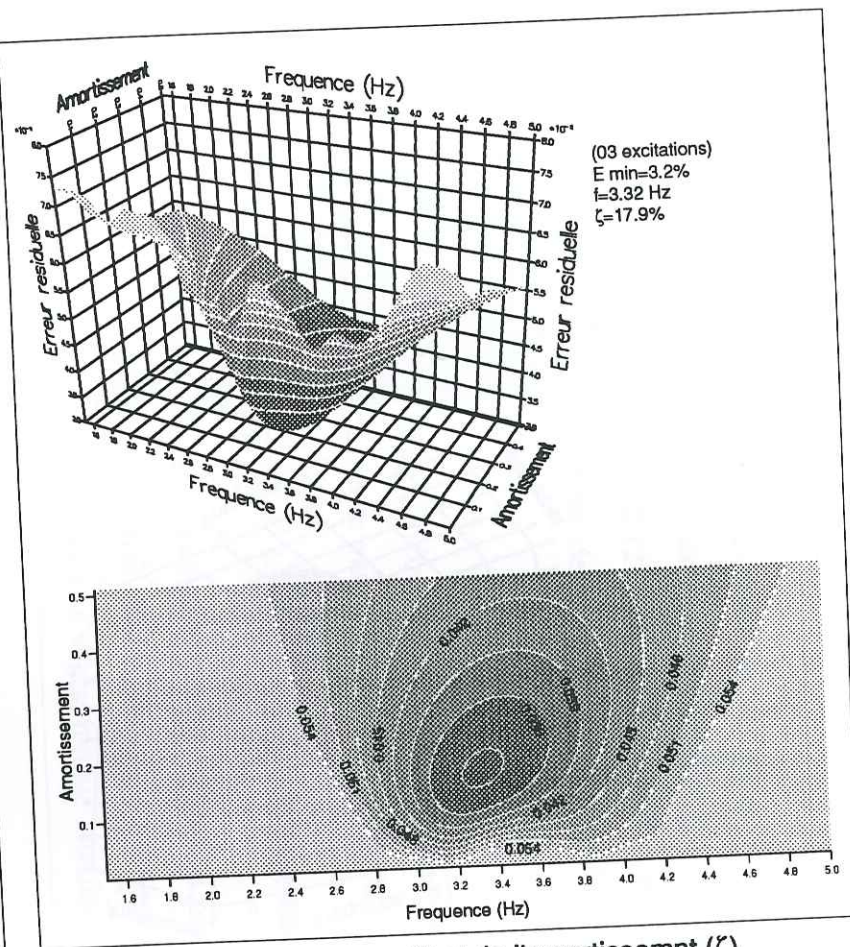


Fig. III.18 - Cassba - Comparaison entre la réponse mesurée (-) et celle du modèle (--), au sommet du mur gauche

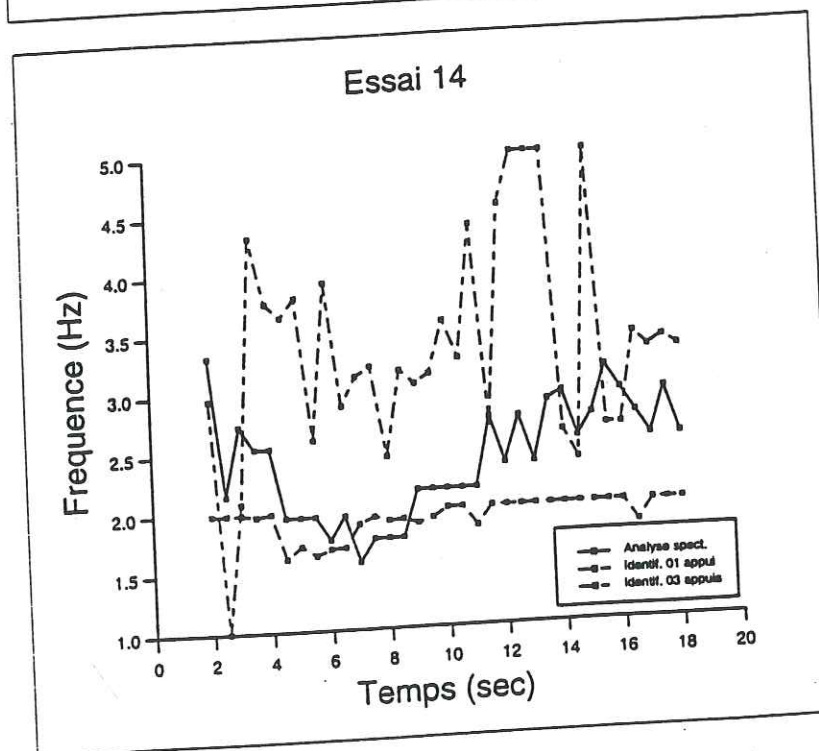
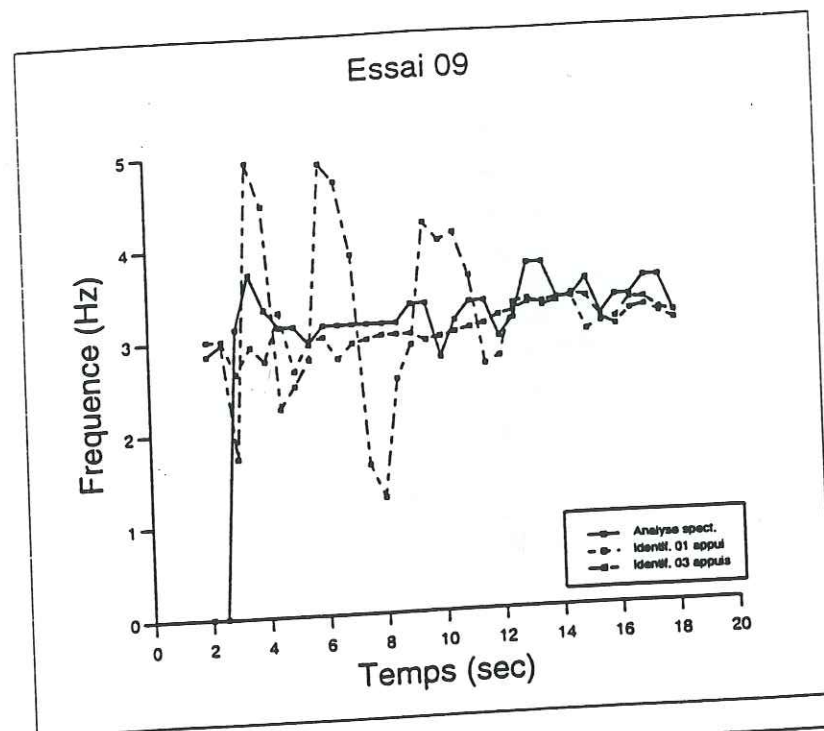


Fig. III.19 - Comparaison entre les courbes (freq./temps) résultant de l'analyse spectrale et de l'identification (01 et 03 appuis) avec une fenêtre glissante de 4 s de large et un pas de 0.5 s.
Filtre PB 0.2-8.0 Hz

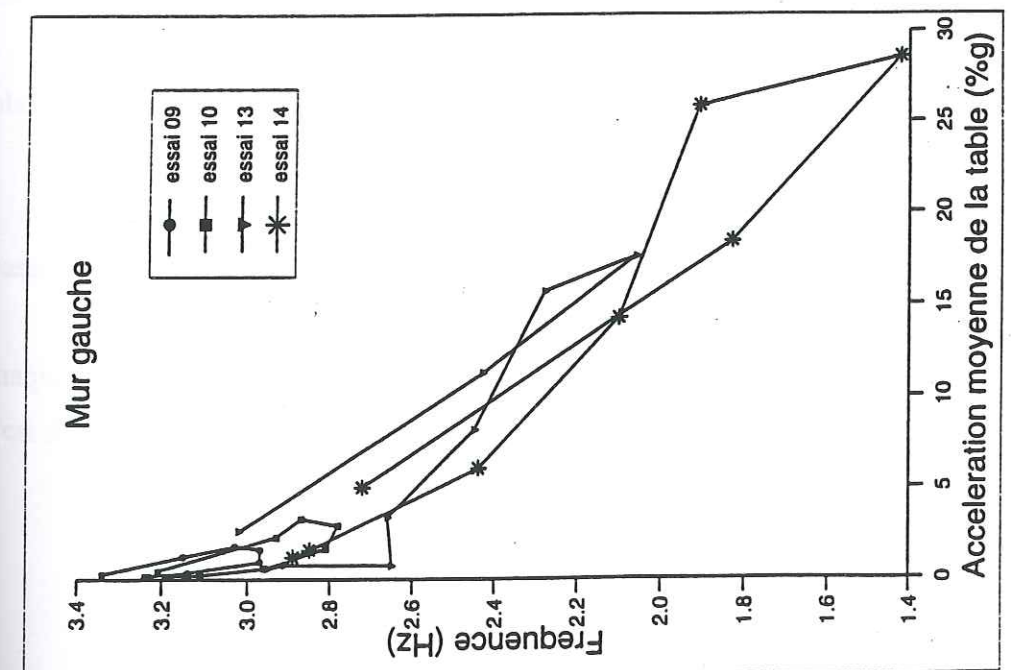
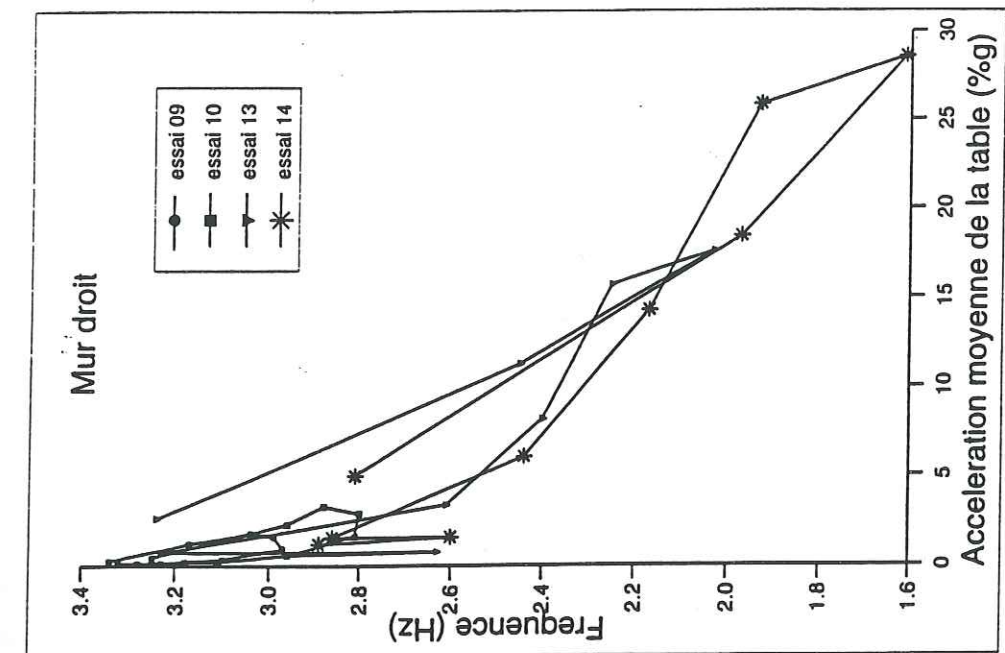


Fig. III.20 - Correlation entre la fréquence identifiée (01 appui) et l'accélération moyenne de la table. Fenêtre glissante de 4 s de large avec un pas de 2 s.

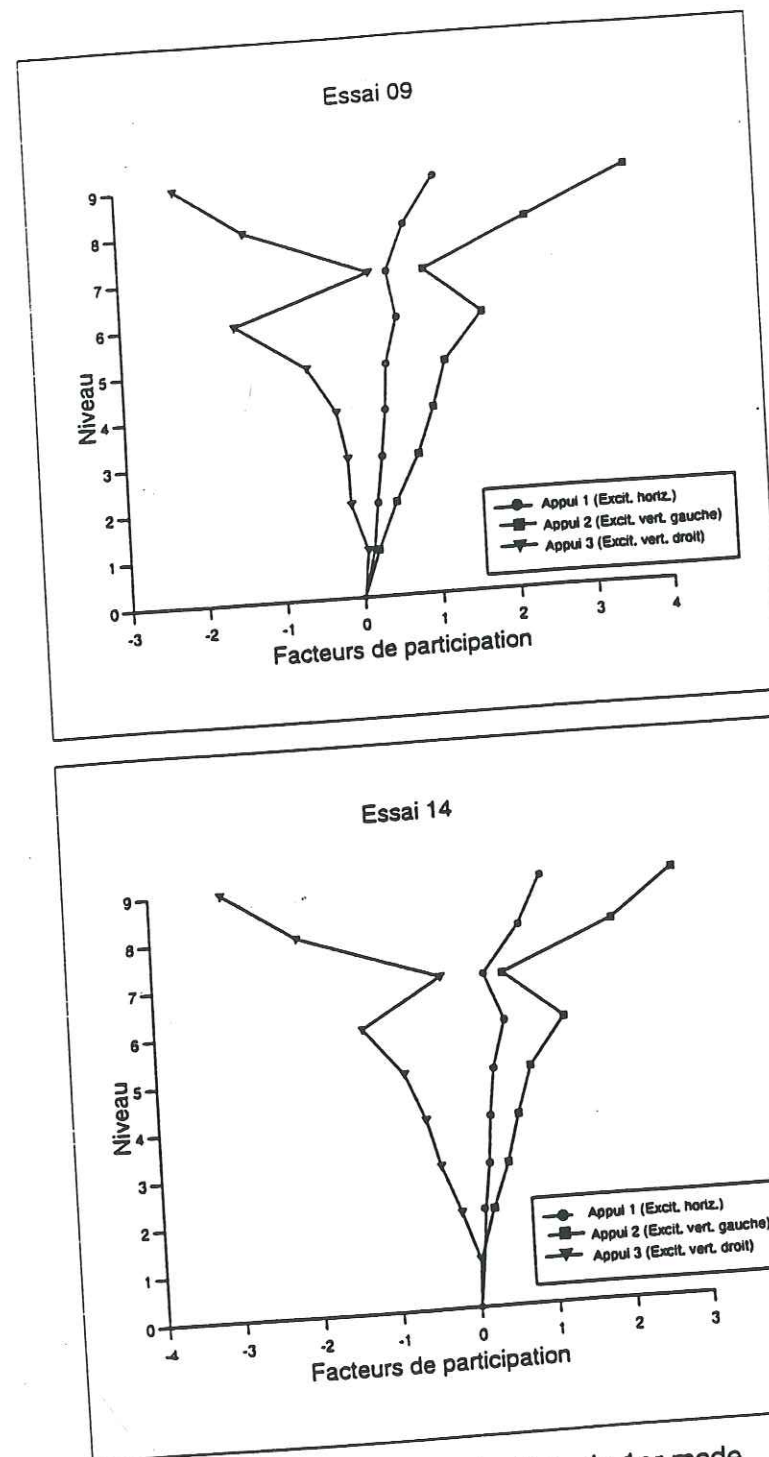


Fig. III.21- Facteurs de participation, du 1er mode de vibration, relatifs aux différentes excitations.

VI- CONCLUSIONS

La maquette n'a pas eu le comportement classique d'une structure réelle, quoiqu'il soit admis qu'il peut y avoir un décollement de la fondation d'un tel système de construction sous les effets d'un séisme.

Les résultats de l'identification sont très différents suivant que l'on considère 1 ou 3 appuis. Le modèle mono-excitation est "aveugle" du fait qu'il ne fait pas de différence entre un mouvement dû au soulèvement de la base et un mouvement de flexion.

L'identification multi-excitations a permis de mettre en évidence l'importance du mouvement de la maquette dû au décollement de sa base, contrairement à l'identification mono-excitation qui ne tient compte que du mouvement horizontal.

De cette analyse, nous formulons les observations suivantes:

- Les amplitudes des mouvements augmentent avec le niveau d'excitation.
- La fréquence diminue quand l'accélération augmente. Ceci est le résultat de l'augmentation du décollement avec cette accélération qui fait que le mouvement de la maquette devient plus lent. C'est dû aussi en partie à des non-linéarités provoquées par la fissuration et l'écrasement du béton à la base.
- Le plancher ne subit pas uniquement une translation mais se déforme dans son plan.
- Il y a une perte de rigidité de la structure, pour l'essentiel réversible.
- Le mouvement de la maquette est totalement dominé par le décollement de la base.
- Très peu d'énergie s'est traduite en flexion, ce qui explique la non-ruine de la maquette. En effet la plus grande partie de l'énergie, induite par le mouvement de la table, s'est dissipée par le décollement de la base

CHAPITRE IV

**IDENTIFICATION DE BATIMENTS - APPLICATION A DES
DONNEES "IN SITU": IDENTIFICATION DES
CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DES 50 BATIMENTS
INSTRUMENTES PAR LE CSMIP**

**Chapitre IV- IDENTIFICATION DE BATIMENTS - APPLICATION A DES
DONNEES "IN SITU": IDENTIFICATION DES CARACTERISTIQUES
DYNAMIQUES DES 49 BATIMENTS INSTRUMENTES PAR LE CSMIP**

I. INTRODUCTION

De nombreux pays se sont dotés ces dernières années de règles parasismiques pour protéger les constructions contre les tremblements de terre, et réduire ainsi le risque sismique. Ces codes proposent un calcul simple avec des méthodes statiques équivalentes caractérisant le mouvement dynamique de la structure moyennant certains coefficients de sécurité. Ces méthodes sont basées sur l'évaluation de la force sismique, qui sollicitera la construction, en fonction de certains paramètres et en particulier les paramètres dynamiques de cette construction, qui sont la fréquence propre, l'amortissement et les formes modales. Plusieurs formules empiriques pour l'évaluation de la période et des formes modales sont proposées. Celles-ci diffèrent d'un règlement à un autre, même pour un même type de structure.

Pour vérifier dans la pratique la validité de ces formules et éventuellement les améliorer, et aussi pour mieux comprendre le comportement des bâtiments sous séisme, un programme d'instrumentation de bâtiments a été lancé par les autorités californiennes dès 1971 après le séisme de San Fernando. Ce programme, California Strong Motion Instrumentation Program (CSMIP), prévoyait l'instrumentation par des accéléromètres d'un certain nombre de bâtiments de différents types de structures et de matériaux (outre de nombreux instruments "en champ libre").

Depuis, près d'une centaine de bâtiments ont été ainsi instrumentés et de nombreux enregistrements ont été obtenus, suite aux séismes qui ont frappé les régions de San Francisco et Los Angeles au cours des 2 dernières décennies.

Ce chapitre est consacré à l'analyse de ces données à l'aide et au moyen des techniques d'identification développées au chapitre II.

L'analyse qui est faite pour évaluer les paramètres dynamiques de ces bâtiments, est basée sur la technique d'identification avec les deux modèles linéaires, à un ou plusieurs appuis.

Le nombre significatif de bâtiments permet une analyse statistique autorisant notamment une comparaison avec les formules empiriques données par les codes parasismiques algérien, français et américain, et de nouvelles formules qui reflètent au mieux la réalité sont proposées.

II. PRESENTATION GENERALE DES DONNEES

Un total de 49 bâtiments, de différents types de structures et de matériaux, ont été sélectionnés pour former l'échantillon traité dans cette étude. Ils sont situés pour la grande majorité dans les régions de San Francisco et Los Angeles, où se sont produits récemment plusieurs séismes suffisamment importants pour déclencher les enregistreurs. Le nombre de niveaux de ces bâtiments varie entre 1 et 47, et certains possèdent 1 ou plusieurs sous-sols. Les tableaux IV-1 à IV-4 résument les principales données sur ces bâtiments, répartis en 4 catégories: structures en portiques en béton armé ou en métal (tab. IV.1), structures en murs en béton armé (tab. IV.2), structures mixtes (tab. IV.3) et la maçonnerie (tab. IV.4). Les constructions en maçonnerie sont au nombre de 4 et ont de 2 à 8 niveaux. 15 bâtiments, de 1 à 24 niveaux, sont contreventés par des murs en béton armé, tandis que ceux qui ont des structures mixtes, c'est à dire des refends et des portiques (en béton armé et/ou en métal), sont au nombre de 8 et ont entre 1 et 10 niveaux. Le reste de l'échantillon, les 22 autres, est constitué de structures autostables, c'est à dire des portiques en béton armé et en métal (1), en béton armé (7) et en métal seulement (14). Le nombre de niveaux de ces derniers varie entre 2 et 47.

Le niveau supérieur du terrain d'assise est considéré comme étant le niveau 0.0 de chaque bâtiment. Le sens transverse est celui parallèle à la plus petite dimension en plan.

Dans un souci de conserver la même distinction que celle qui est faite dans les codes parasismiques, qui ne font, d'une façon générale, la différence qu'uniquement entre structures autostables et celles contreventées principalement par des voiles, et pour pouvoir faire des comparaisons avec ces mêmes codes, l'échantillon a été divisé ici en deux lots: le premier lot contient les structures en murs en béton armé et les structures mixtes (murs et portiques), tandis que le second lot est constitué par toutes les structures autostables (portiques en béton armé et/ou en métal).

TABLEAU IV.1- Données sur les bâtiments en portiques

no	Nom et localisation	Système de contreventement	Sol et Fondations	Nombre de niveaux	Nombre de capteurs	Dimensions l x L x H (m x m x m)	Données sismiques		
							Séisme	Amax sol (g)	Amax structure (toit) (g)
01	CSUH Admin. Bldg (Hayward)	Portiques BA + Portiques CM	Roche Vol. Radier sur pieux ?	13/0	16	34.6 x 34.6 x 57.0	LP89	.09	.24
02	Bayhill Office Center (San Bruno)	Portiques BA	Semelles isolées BA	6/0	13	27.4 x 60.9 x 23.9	LP89	.14	.46
03	Hollywood Storage Bldg (Los Angeles)	Portiques BA	Alluvion Pieux BA	14/0	15	15.5 x 65.2 x 45.7	WN87	.12	.21
04	Sears Warehouse (Los Angeles)	Portiques BA	Alluvion Semelles filantes	5/1	13	9.9 x 85.3 x 36.3	WN87	.17 .18	.23 .24
05	Sheraton-Universal Hotel (N. Hollywood)	Portiques BA	Grès Semelles filantes	20/1	16	17.4 x 55.9 x 51.5	WN87	.11	.21
06	Union Bank Bldg (Sherman Oaks)	Portiques BA	Alluvion Pieux BA	13/2	15	22.8 x 58.8 x 50.5	WN87	.15	.17
07	Holiday Inn (Van Nuys)	Portiques BA	Alluvion Pieux BA	7/0	13	19.1 x 46.1 x 17.3	WN87	.17	.20
08	First Fed. Savings Bank (Pomona)	Portiques BA	? Pieux BA	2/1	10	30.5 x 36.6 x 9.1	WN87	.05	.16
09	Kaiser Medical Center (S. San Francisco)	Portiques CM	Grès Radier sur pieux	4/0	11	43.6 x 60.0 x 16.0	LP89	.15	.68
10	Hong Kong Bank Bldg (San Francisco)	Murs BA (1-3) Port. CM (4-18)	Vase Pieux BA	18/1	13	21.3 x 29.2 x 66.6	LP89	.17	.27
11	Office Bldg (San Francisco)	Portiques CM	Fill Radier sur pieux	47/2	18	37.1 x 54.8 x 16.8 2ss=5.05; 3.13	LP89	.20	.48
12	Santa Clara County Office Bldg (San Jose)	Portiques CM	Alluvion Radier	13/0	22	52.7 x 52.7 x 57.2	LP89	.11	.36
13	Government Office Bldg (Richmond)	Portiques CM	? Semelles filantes	3/0	12	24.3 x 50.2 x 13.5	LP89	.12	.32
14	Alta Bates Hospital (Berkeley)	Palées triangulées CM	Alluvion Radier	2/1	12	38.1 x 42.7 x 7.7	BH86 LP89	.07 .12	.12 .30
15	Office Bldg (San Jose)	Portiques CM	? Semelles isolées BA	3/0	10	28.3 x 76.2 x 15.2	LP89	.20	.67
16	Cal. Fed. Savings Bldg (Burbank)	Portiques CM	Alluvion Caissons BA	6/0	13	36.6 x 36.6 x 25.1	WN87	.22	.38
17	City Hall (Long Beach)	Portiques CM	Terr. depos Semel. filant. + Caissons	15/1	16	32.3 x 32.3 x 80.8	WN87	.06	.07
18	Harbor Admin. Bldg (Long Beach)	Portiques CM	Alluvion Pieux BA	7/0	15	22.8 x 67.0 x 27.7	WN87	.07	.12
19	S. B. C. Law and Justice Center (R. Cucamonga)	Portiques CM + Palées	Sable, alluv. sur Granite Semell. isol.	4/1	19	39.5 x 126.2 x 22.5	WN87	.03	.05
20	Century City Bullock Store (Los Angeles)	Portiques CM + Palées	Alluvion Portique CM + caissons	3/2	15	66.8 x 73.5 x 15.2	WN87	.06	.18
21	Sunwest Office Bldg (San Bernadino)	Portiques CM	? Semelles fil. + long. BA	3/0	13	40.2 x 43.9 x 12.8	WN87	.03	.09
22	UCLA Math. Science Bldg (Los Angeles)	Portiques CM	? ?	7/0	12	14.6 x 18.3 x 28.8	WN87	.05	.14

Bâtiments							Données sismiques		
no	Nom et localisation	Système de contreventement	Sol et Fondations	Nombre de niveaux	Nombre de capteurs	Dimensions l x L x H (m x m x m)	Séisme	A _{max} sol (g)	A _{max} structure (toit) (g)
23	Town Park Towers (San Jose)	Murs en BA	Alluvion Pieux en BA	10/0	13	19.4 x 63.9 x 29.3	MH84 ML86 LP89	.06 .03 .13	.21 .12 .24
24	Warehouse (Hollister)	Murs en BA	Alluvion semelles isolées BA	1/0	13	30.5 x 91.4 x 9.14	LP89	.36	.79
25	Telephone Bldg (Watsonville)	Murs en BA	Alluvion semelles filantes BA	4/0	13	21.5 x 22.7 x 20.2	MH84 LP89	.11 .66	.33 1.24
26	U.S. Postal Service Bldg (San Bruno)	Noyau BA	Alluvion Radier	9/0	16	25.6 x 58.5 x 34.5	LP89	.16	.36
27	Canada College (Redwood City)	Murs en BA	Grenstone Radier + semelles BA	3/0	06	23.3 x 52.3 x 11.0	LP89	.09	.19
28	Southland Square Bldg (Hayward)	Murs en BA	Alluvion semelles filantes BA	6/1	13	28.1 x 66.1 x 22.0	LP89	.12	.45
29	CSUH Science Bldg (Hayward)	Murs en BA	Roche Vol. semelles filantes BA	4/0	16	21.0 x 99.5 x 15.2	LP89	.05	.18
30	1200 Lakeshore Bldg (Oakland)	Murs en BA	? Radier	24/0	16	23.7 x 64.3 x 66.7	LP89	.18	.38
31	Title Insurance & Trust Company (Oakland)	Murs en BA	Alluvion semelles filantes BA	2/0	10	46.6 x 49.6 x 8.5	LP89	.26	.69
32	Piedmont Junior High School (Piedmont)	Murs en BA	Serpentine semelles filantes BA	3/0	11	22.2 x 35.0 x 11.0	LP89	.08	.18
33	Citizens Savings and Loan (Pleasant Hill)	Murs en BA	Alluv. + Grès semelles filantes BA	3/0	12	23.4 x 40.0 x 12.1	LP89	.13	.23
34	Envirotech Bldg (Belmont)	Murs en BA	Grès Radier sur pieux BA	2/0	07	53.6 x 53.6 x 7.1	LP89	.11	.20
35	Marshall Electro. Group (Milpitas)	Murs en BA	Alluvion semelles filantes BA	2/0	13	36.5 x 51.2 x 9.4	LP89	.14	.58
36	Pacific Manor (Burbank)	Murs en BA	Alluvion Caissons BA	10/0	16	22.8 x 65.5 x 27.2	WN87	.26	.54
37	CSULB Engineering Bldg (Long Beach)	Murs en BA	Alluvion pieux BA	5/0	09	22.8 x 62.2 x 21.6	WN87	.10	.36

Bâtiments							Données sismiques		
no	Nom et localisation	Système de contreventement	Sol et Fondations	Nombre de niveaux	Nombre de capteurs	Dimensions l x L x H (m x m x m)	Séisme	A _{max} sol (g)	A _{max} structure (toit) (g)
38	Great Western Savings (San Jose)	Murs BA + Portiques BA	Alluvion Radier	10/1	13	25.0 x 57.9 x 37.8	MH84 ML86 LP89	.06 .03 .11	.22 .08 .38
39	Fidelity Savings and Loan (Walnut Creek)	Portiques BA + noyau BA	Roche Sedim. Semelles BA + caissons BA	10/0	16	30.7 x 45.1 x 39.1	LP89	.10	.25
40	School of Nursing Bldg (San Francisco)	Murs BA + Portiques BA	?	6/0	13	20.3 x 55.5 x 23.8	LP89	.09	.28
41	Gymnasium (Saratoga)	Murs BA + Portiques BA	Alluvion Semelles BA	1/0	11	34.1 x 45.1 x 10.0	LP89	.33	.87
42	Richmond City Hall (Richmond)	Murs BA + Portiques BA	Alluvion Semelles Fil. BA	3/1	13	20.8 x 79.2 x 11.5	LP89	.12	.24
43	Olive View Medical Center (Sylmar)	Murs BA + Murs Aciers	Semelles Fil. BA	6/0	13	92.0 x 137.8 x 29.3	WN87	0.06	.20
44	Freitas Bldg (Santa Barbara)	Murs BA + Portiques CM	? Semelles fil. + caiss	4/1	09	33.3 x 41.9 x 16.2	SB78	.23	.65
45	CSULA Admin. Bldg (Los Angeles)	Murs BA + Portiques BA et CM	Alluvion Semelles fil. + caiss	8/1	16	19.3 x 46.9 x 36.7	WN87	.39	.53

Bâtiments							Données sismiques		
no	Nom et localisation	Système de contreventement	Sol et Fondations	Nombre de niveaux	Nombre de capteurs	Dimensions l x L x H (m x m x m)	Séisme	A _{max} sol (g)	A _{max} structure (toit) (g)
46	Medical Office Bldg (Lancaster)	Maçonnerie	Alluvion puis BA + longrines BA	3/0	13	21.3 x 39.3 x 12.6	WN87	.06	.19
47	Historic Commercial Bldg (Gilroy)	Maçonnerie	?	2/0	06	12.2 x 18.3 x 6.4	LP89	.28	.99
48	Bay Lands Business Park (Palo Alto)	Maçonnerie	Rigoles Alluvion	2/0	07	23.9 x 47.1 x 7.0	LP89	.21	.55
49	Concord Heritage Bldg (Concord)	Maçonnerie	Rigoles Alluvion Radier	8/0	13	22.5 x 64.6 x 21.1	LP89	.06	.24

SB78 = Santa Barbara du 13 Août 1978 (M_L=5.1), MH84= Morgan Hill du 24 avril 1984 (M_L=6.2), BH86=Berkeley Hills du 29 Mars 1986 (M_L=4.0), ML86= Mount Lewis du 31 Mars 1986 (M_L=5.8), WN87=Whittier Narrows du 01 Octobre 1987 (M_L= 5.9) et LP89= Loma Prieta du 17 Octobre 1989 (M_S=7.1).

TABLEAU IV.5- Distribution des données en fonction du type de structure et du nombre de niveaux

Type de structure	Nombre de niveaux						Total
	1-2	3-5	6-9	10-15	16-20	>20	
Maçonnerie	2	1	1	-	-	-	4
Murs en BA	4	6	2	2	-	-	8
Structure mixte*	1	2	3	2	-	-	8
Ossatures BA	1	1	2	3	1	-	8
Ossatures CM	1	6	3	2	1	1	14
Total	9	16	11	9	2	2	49

* Les structures mixtes se composent de murs en béton armé (BA) et de portiques en béton armé ou métalliques (CM).

TABLEAU VI.6- Distribution des données en fonction du type de structure et de l'accélération maximale au niveau supérieur de la structure

Type de structure	Accélération maximale au niveau supérieur de la structure (g)											Total
	<0.1	0.11-0.20	0.21-0.30	0.31-0.40	0.41-0.50	0.51-0.60	0.61-0.70	0.71-0.80	0.81-0.90	0.91-1.0	>1.0	
Maçonnerie	-	1	1	-	-	1	-	-	-	1	-	4
Murs en Béton armé	-	5	3	4	1	2	1	1	-	1	-	18
Structures mixtes	1	1	4	1	-	1	1	-	1	-	-	10
Ossatures BA	-	3	4	-	1	-	-	-	-	-	-	8
Ossatures CM	3	4	2	3	1	-	2	-	-	-	-	15
Total	4	14	14	8	3	4	4	1	1	1	1	55

TABLEAU IV.7- Distribution des données en fonction du nombre de niveaux et de l'accélération maximale au niveau supérieur de la structure

Nombre de niveaux	Accélération maximale au niveau supérieur de la structure (g)											Total
	<0.1	0.11-0.20	0.21-0.30	0.31-0.40	0.41-0.50	0.51-0.60	0.61-0.70	0.71-0.80	0.81-0.90	0.91-1.0	>1.0	
1-2	-	3	1	-	-	2	1	1	1	-	-	10
3-5	2	5	3	3	-	-	3	-	-	-	-	17
6-9	-	4	2	2	2	1	-	-	-	-	-	11
10-15	2	2	6	2	-	1	-	-	-	-	-	13
16-20	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	2
>20	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	2
Total	4	14	14	8	3	4	4	1	1	1	1	55

TABLEAU IV.8 - Nombre et nature des appuis (excitations) à la base de chaque bâtiment

N° bâtiment	Nombre d'appuis				N° bâtiment	Nombre d'appuis			
	vert.	trans.	long.	total		vert.	trans.	long.	total
01	1	3	1	5	26	3	3	1	7
02	1	1	1	3	27	1	1	1	3
03	1	2	1	4	28	1	3	1	5
04	1	2	1	4	29	1	1	1	3
05	1	2	1	4	30	1	2	1	4
06	1	1	1	3	31	1	2	1	4
07	1	3	1	5	32	2	2	1	5
08	1	2	1	4	33	1	2	1	4
09	1	3	1	5	34	1	1	1	3
10	1	2	1	4	35	2	2	1	5
11	2	2	1	5	36	1	3	1	5
12	3	2	1	6	37	1	1	1	3
13	1	1	1	3	38	2	2	1	5
14	1	1	1	3	39	3	2	1	6
15	1	2	1	4	40	1	2	1	4
16	1	2	1	4	41	2	2	1	5
17	1	1	1	3	42	1	2	1	4
18	2	2	2	6	43	1	2	1	4
19	2	3	1	6	44	1	1	1	3
20	1	2	1	4	45	1	2	1	4
21	1	1	1	3	46	1	1	1	3
22	1	1	1	3	47	1	1	1	3
23	3	2	1	6	48	1	1	1	3
24	1	3	1	5	49	1	2	1	4
25	4	2	1	7					

Les tableaux IV-5 à VI-7 donnent la répartition des bâtiments en fonction du nombre de niveaux, du type de structure et de l'accélération maximale enregistrée sur le toit. On remarque sur le Tableau IV-5 que la majorité des bâtiments ont entre 1 et 15 niveaux (45), tandis que 2 seulement ont entre 16 et 20 niveaux et 2 ont plus de 20 niveaux. Sur le Tableau IV-6 on remarque que dans un seul cas, l'accélération maximale enregistrée au niveau de toit a dépassé 1.0 g. Dans la majeure partie des cas elle est restée entre 0.11 et 0.30 g (29 cas).

Plusieurs bâtiments ont subi 2 ou 3 séismes: Alta Bates Hospital (No 14, 2 séismes), Town Park Towers (No 23, 3 séismes), Telephone Building (No 25, 2 séismes) et Great Western Savings (No 38, 3 séismes).

Les enregistrements proviennent des séismes de Santa Barbara du 13 Août 1978 (SB78, $M_L=5.1$), de Morgan Hill du 24 avril 1984 (MH84, $M_L=6.2$), de Berkeley Hills du 29 Mars 1986 (BH86, $M_L=4.0$), de Mount Lewis du 31 Mars 1986 (ML86, $M_L=5.8$), de Whittier Narrows du 01 Octobre 1987 (WN87, $M_L=5.9$) et de Loma Prieta du 17 Octobre 1989 (LP89, $M_S=7.1$).

Le schéma d'instrumentation qui a été adopté est pratiquement le même pour tous les bâtiments (annexe B). D'une façon générale il y a un minimum de 3 capteurs à la base (vertical, transversal et longitudinal), et un minimum de 2 capteurs (transverse et longitudinal) au niveau supérieur (toit) de la structure. Le nombre d'étages instrumentés dépend de la hauteur du bâtiment. Un exemple de schéma d'instrumentation de bâtiment est donné dans la figure IV.1

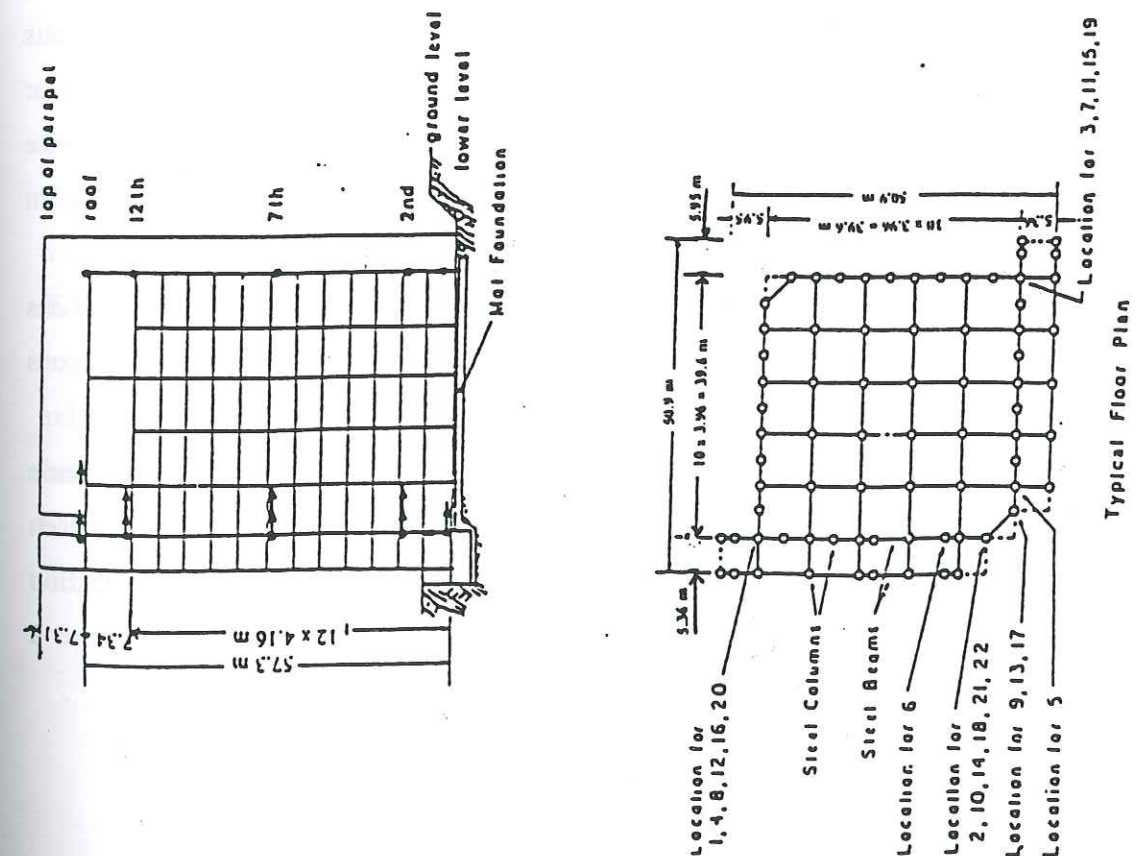
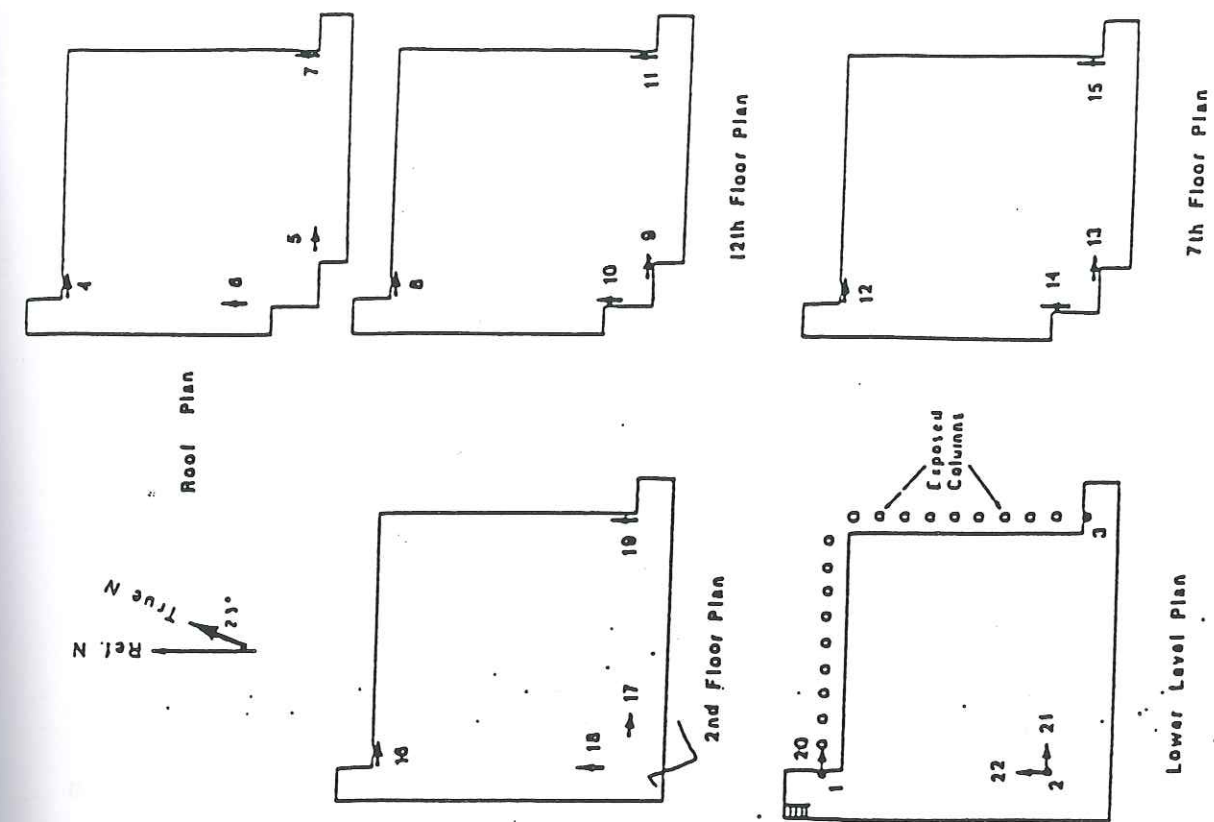


Fig. IV.1 - Schéma d'instrumentation d'un bâtiment du programme CSMIP

II. IDENTIFICATION

III.1. Technique d'identification

Nous rappelons que la réponse en un point i d'une structure soumise à une excitation unique est:

$$X_i(t, \theta) = \sum_{r=1}^p (\beta_{ir} S_r(t, \theta) + \lambda_{ir} d_r(t, \theta) + \dot{\lambda}_{ir} v_r(t, \theta)) \quad (IV-1)$$

tandis que celle d'une structure excitée en plusieurs endroits est donnée par (cf chapitre II):

$$X_i(t, \theta) = \sum_{k=1}^m R_{ik} U_k(t) + \sum_{r=1}^p \left[\left(\sum_{k=1}^m \beta_{ikr} S_{kr}(t, \theta) \right) + \lambda_{ir} d_r(t, \theta) + \dot{\lambda}_{ir} v_r(t, \theta) \right] \quad (IV-2)$$

Le premier modèle identifié est un modèle 'mono-excitation', pour lequel seule l'excitation horizontale dans le sens considéré pour l'identification a été prise en compte. Dans le cas où il y a plusieurs capteurs à la base, dans le même sens, la moyenne temporelle est prise comme excitation. Le deuxième modèle est un modèle 'multi-excitations' pour lequel tous les capteurs à la base sont pris en compte (transverses, longitudinaux et verticaux), pour mieux prendre en compte le phénomène de couplage, comme par exemple la torsion. Le nombre d' "appuis", c'est à dire le nombre d'excitations à la base diffère d'un bâtiment à un autre (tableau IV.8).

Les deux modèles sont linéaires ce qui dénote la limitation de ces deux analyses dans le cas où on se trouve en présence de mouvements non-linéaires, comme ce pourrait être le cas lors de forts niveaux d'accélération.

Ce travail fait suite à celui de Bard et al. (Bard et al., 1990). Dans la présente étude l'échantillon est plus grand (49 bâtiments) que celui considéré dans celle de Bard qui n'en contient que 25. Un autre point complémentaire qui a été traité est celui de l'identification multi-excitations où nous avons voulu voir le comportement de la structure soumise à plusieurs excitations à la fois, ainsi que l'influence des excitations verticales.

III.2- Identification et résultats

Les points du bâtiment où est faite l'identification sont ceux qui correspondent à l'emplacement des capteurs. Tous les capteurs de l'ensemble des étages sont considérés dans l'identification avec les deux modèles. Les enregistrements utilisés sont en accélération ou en déplacement, suivant le cas. Dans l'identification "mono-excitation" un seul capteur (ou la moyenne s'il y a plusieurs) dans la direction considérée est pris comme référence, tandis que dans l'identification "multi-excitations" tous les capteurs à la base sont pris en compte.

Les tableaux IV-9 à IV-12 consignent les paramètres identifiés: les fréquences et les amortissements pour 3 modes pour le mono-excitation (un seul pour le multi-excitations) ainsi que l'erreur résiduelle. Les coefficients de régression α et β de la courbe $(u = \alpha \cdot (h_i / H)^p)$ qui ajuste au mieux la déformée propre du 1er mode de vibration pour chaque bâtiment sont portés. Ces déformées sont données par les coefficients de participation β_{ik1} (Cf. chapitre II).

III.2.1- Erreur résiduelle

L'analyse du second modèle s'avère plus exacte, en ce qui concerne le comportement réel du bâtiment, que celle du premier dans la mesure où le couplage entre les modes transverses et longitudinaux est pris en compte.

Ceci est nettement visible sur la valeur de l'erreur résiduelle qui est plus faible pour le multi-excitations, comme cela ressort clairement du tableau IV-13 et la figure IV.2. Les différences très sensibles qu'on peut voir dans certains cas sont peut-être dues aux forts couplages entre les modes dans les deux directions ainsi qu'à l'interaction sol-structure. Il existe néanmoins une exception (bâtiment No 47) due probablement au fait qu'il n'y a à la base qu'un seul capteur à 3 composantes situé à l'extérieur du bâtiment.

Les erreurs moyennes pour les 2 modèles linéaires figurent sur le même tableau IV-13.

TABLEAU IV-9 - Structures en portiques- Paramètres identifiés														Formes propres		Seisme
Bâtiments		Identification mono-excitation									Identification multi-excitations					
no	Composante	1er mode			2eme mode			3eme mode			1er mode			$u=\alpha \cdot (h_i / H)^{\beta}$		
		f_0 (Hz)	ζ_0 (%)	E_0 (%)	f_1 (Hz)	ζ_1 (%)	E_1 (%)	f_2 (Hz)	ζ_2 (%)	E_2 (%)	f_0 (Hz)	ζ_0 (%)	E_0 (%)	α	β	
01	T	0.79	2.9	17.3	2.84	16.7	15.0	3.77	5.1	14.9	0.78	3.0	3.9	1.12	1.45	LP89
	L	0.75	2.4	16.5	2.33	7.6	11.6	4.56	6.1	10.2	0.78	3.0	3.7	1.09	1.44	LP89
02	T	0.94	2.8	23.9	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.96	4.3	21.9	1.01	1.09	LP89
	L	1.15	8.5	20.8	3.96	15.9	19.4	6.63	16.1	18.9	1.16	6.3	7.1	1.07	1.04	LP89
03	T	0.54	7.8	10.0	3.75	13.0	7.3	4.59	0.3	7.3	0.54	7.0	5.7	0.76	1.14	WN87
	L	1.56	13.2	15.4	3.58	51.0	14.6	5.31	6.0	14.5	1.48	10.0	7.80	1.00	1.23	WN87
04	T	0.69	4.0	10.0	2.28	14.9	6.5	4.00	1.3	6.3	0.70	4.0	5.3	0.95	0.90	WN87
	L	0.75	5.4	12.7	2.30	7.3	8.4	4.30	2.5	7.8	0.76	6.0	7.1	1.03	0.90	WN87
05	T	0.55	6.7	31.2	1.65	4.7	21.8	2.62	3.9	17.8	0.56	7.0	20.6	1.19	1.46	WN87
	L	0.48	8.8	31.0	1.60	9.2	22.5	2.75	1.6	17.2	0.48	9.0	23.5	1.16	1.19	WN87
06	T	0.40	2.86	17.7	1.41	7.0	13.7	2.93	15.0	11.4	0.40	4.0	18.5	0.99	0.96	WN87
	L	0.45	5.4	25.4	1.64	26.5	18.0	2.64	7.8	11.8	0.45	5.0	9.7	1.07	0.86	WN87
07*	T	0.85	16.6	17.1	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.87	21.0	14.0	0.59	0.96	WN87
	L	0.97	10.1	25.7	3.42	10.4	8.9	0.	0.	0.	0	0	0	-	-	WN87
08	T	3.39	6.4	50.5	0.	0.	0.	0.	0.	0.	3.30	15.0	13.3	0.86	0.86	WN87
	L	3.71	7.9	12.2	0.	0.	0.	0.	0.	0.	3.64	13.0	3.5	1.00	1.03	WN87
09	T	1.57	6.6	26.2	5.40	6.6	26.1	8.93	76.8	26.0	1.57	8.0	16.8	0.97	0.99	LP89
	L	1.43	5.33	15.5	4.91	11.9	15.2	8.35	19.2	15.1	1.42	5.0	12.8	1.00	0.96	LP89
10	T	0.31	3.93	22.6	4.61	34.0	16.8	0.	0.	0.	0.31	3.5	12.3	0.64	1.43	LP89
	L	0.44	3.0	45.9	1.62	19.7	21.3	2.34	0.7	18.8	0.44	3.5	19.5	-	-	LP89
11	T	0.19	1.4	10.6	0.56	1.9	8.3	0.98	1.7	2.3	0.19	1.5	8.9	1.05	1.27	LP89
	L	0.16	2.1	6.1	0.45	2.9	2.6	1.06	3.3	1.9	0.16	2.5	5.0	1.43	1.84	LP89
12	T	0.47	2.7	26.8	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.44	2.0	5.7	0.96	1.16	LP89
	L	0.45	3.1	28.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.46	2.0	2.3	1.04	0.99	LP89
13	T	1.40	7.2	21.9	1.93	1.4	20.8	4.01	12.5	19.0	1.40	7.0	15.7	0.98	0.92	LP89
	L	1.56	5.9	14.4	4.49	11.1	13.2	8.15	18.9	13.2	1.56	5.0	12.7	1.01	0.90	LP89
14 _a	T	3.09	2.7	31.6	4.85	7.7	24.6	0.	0.	0.	3.13	7.0	2.8	1.00	0.76	BH86
	L	3.18	4.0	28.8	0.	0.	0.	0.	0.	0.	3.22	7.0	5.6	0.74	0.39	LP89
14 _b	T	2.82	6.5	33.8	0.	0.	0.	0.	0.	0.	2.81	5.0	29.8	0.59	1.29	LP89
	L	2.95	7.0	40.9	0.	0.	0.	0.	0.	0.	2.90	5.0	30.0	1.00	0.75	LP89
15	T	1.37	6.9	21.6	3.93	8.7	18.3	7.94	14.4	18.1	1.36	7.0	16.5	0.83	0.88	LP89
	L	1.48	7.1	12.0	4.87	10.8	10.0	8.55	12.0	9.7	1.48	6.0	8.4	1.00	0.62	LP89
16	T	0.80	4.4	11.6	2.44	7.9	8.8	5.36	5.9	8.5	0.80	4.0	5.4	0.95	1.00	WN87
	L	0.78	2.6	5.3	1.17	10.9	3.4	1.38	8.8	3.4	0.78	3.0	3.1	1.00	0.98	WN87
17	T	0.28	2.9	23.2	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.28	4.0	22.1	1.02	1.21	WN87
	L	0.29	2.4	26.4	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.30	6.0	24.6	1.06	1.22	WN87
18 _a	T	0.72	4.5	17.7	2.26	5.4	8.4	0.	0.	0.	0.72	5.0	4.4	0.85	1.59	WN87
	L	0.88	6.4	10.4	3.17	11.1	9.3	0.	0.	0.	0.88	5.0	6.6	0.99	1.51	WN87
18 _b	T	0.71	6.5	21.3	2.25	6.7	14.2	0.	0.	0.	0.70	5.0	9.1	-	-	WN87
	L	0.89	6.5	10.8	3.14	8.0	9.8	0.	0.	0.	0.90	7.0	5.9	-	-	WN87
19	T	1.55	4.3	12.1	0.	0.	0.	0.	0.	0.	1.54	5.0	5.4	0.96	0.77	WN87
	L	1.52	7.4	9.1	0.	0.	0.	0.	0.	0.	1.53	9.0	3.7	1.00	1.88	WN87
20	T	2.55	8.1	31.9	5.44	9.5	16.3	0.	0.	0.	2.66	3.0	21.5	0.97	1.16	WN87
	L	2.20	6.0	23.9	4.92	9.3	9.8	0.	0.	0.	2.24	4.0	9.8	1.00	0.60	WN87
21	T	2.12	5.5	29.0	5.63	27.2	26.7	0.	0.	0.	2.17	7.0	12.0	0.69	0.04	WN87
	L	2.16	7.5	15.7	6.0	13.7	11.7	0.	0.	0.	2.15	9.0	7.6	1.00	0.57	WN87
22	T	1.64	17.0	39.1	4.64	11.0	34.8	0.	0.	0.	1.60	11.0	12.9	1.17	2.73	WN87
	L	1.22	9.5	27.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	1.21	9.0	6.1	1.55	3.32	WN87

* Ce bâtiment n'a pas d'excitation dans le sens longitudinal. L'identification mono-excitation a été faite avec, comme référence, un capteur situé au 1er étage dans le sens longitudinal.

Bâtiments		Identification mono-excitation									Identification multi-excitations			Formes propres $u=\alpha \cdot (h_i / H)^{\beta}$		Séisme
no	Composante	1er mode			2eme mode			3eme mode			1er mode			α	β	
		f_0 (Hz)	ζ_0 (%)	E_0 (%)	f_1 (Hz)	ζ_1 (%)	E_1 (%)	f_2 (Hz)	ζ_2 (%)	E_2 (%)	f_0 (Hz)	ζ_0 (%)	E_0 (%)			
23 _a	T	2.35	5.3	12.4	0.	0.	0.	0.	0.	0.	2.46	10.0	3.9	0.92	1.07	MH84
	L	1.61	7.7	29.2	5.63	11.6	27.7	0.	0.	0.	1.50	6.0	13.3	1.00	1.57	
23 _b	T	2.42	3.7	16.5	0.	0.	0.	0.	0.	0.	2.48	10.0	3.4	0.79	1.27	ML86
	L	1.58	3.6	6.3	5.54	8.9	4.2	0.	0.	0.	1.56	4.0	4.8	1.00	1.60	
23 _c	T	2.27	5.7	19.7	4.69	71.0	19.3	12.3	6.7	19.3	2.46	9.0	3.3	0.97	1.21	LP89
	L	1.37	5.5	15.9	5.16	15.2	14.8	10.7	8.3	14.7	1.34	6.0	11.8	1.00	1.59	
24	T	1.26	12.1	23.1	4.46	9.9	17.3	5.57	2.8	17.1	1.28	11.0	18.4	-	-	LP89
	L	4.17	89.7	23.2	0.	0.	0.	0.	0.	0.	3.16	91.0	18.6	-	-	
25 _a	T	4.78	14.9	20.2	0.	0.	0.	0.	0.	0.	4.00	29.5	1.3	-	-	MH84
	L	3.61	6.2	9.7	0.	0.	0.	0.	0.	0.	3.97	29.5	0.4	1.00	0.68	
25 _b	T	3.78	17.6	25.8	5.21	16.9	15.8	0.	0.	0.	3.50	23.0	13.7	0.94	0.85	LP89
	L	2.63	20.3	22.7	4.72	54.3	14.4	0.	0.	0.	2.42	12.0	12.8	0.99	0.73	
26	T	0.79	1.9	24.7	2.96	3.0	19.4	0.	0.	0.	0.58	4.3	3.1	1.01	1.23	LP89
	L	0.90	12.9	34.6	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.74	3.3	3.0	1.03	1.05	
27	T	9.16	6.5	34.2	10.6	3.0	33.3	0.	0.	0.	8.18	12.0	18.2	-	-	LP89
	L	6.57	7.9	35.0	8.56	14.0	27.8	13.0	13.2	26.8	6.20	12.0	17.8	-	-	
28	T	1.45	6.9	42.8	0.	0.	0.	0.	0.	0.	1.48	10.0	39.2	-	-	LP89
	L	1.21	9.3	31.5	3.81	1.2	31.2	4.68	7.8	25.2	1.18	7.0	28.2	1.00	0.91	
29	T	4.64	4.1	52.6	0.	0.	0.	0.	0.	0.	4.56	6.0	21.0	-	-	LP89
	L	6.85	3.8	18.8	15.0	23.2	18.7	0.	0.	0.	6.51	7.0	18.7	0.99	0.81	
30	T	0.40	5.7	46.6	1.80	9.2	25.2	3.46	12.2	21.4	0.40	4.0	8.3	1.52	2.81	LP89
	L	0.46	6.7	41.8	2.10	8.4	16.7	4.33	9.2	13.1	0.46	7.01	13.7	-	-	
31	T	1.90	2.97	34.4	0.	0.	0.	0.	0.	0.	1.88	14.0	15.6	-	-	LP89
	L	1.98	14.0	9.2	0.	0.	0.	0.	0.	0.	1.98	14.0	5.3	1.00	0.25	
32	T	6.36	4.5	51.6	0.	0.	0.	0.	0.	0.	6.65	6.0	3.8	-	-	LP89
	L	5.89	1.6	71.4	0.	0.	0.	0.	0.	0.	5.75	7.0	15.2	1.00	-0.82	
33	T	2.19	11.7	19.4	5.06	35.7	17.5	6.03	8.6	17.3	2.10	15.0	5.6	0.44	3.00	LP89
	L	3.00	12.0	12.8	6.99	3.7	12.3	8.62	69.9	12.0	2.84	15.0	8.5	1.00	1.82	
34	T	3.80	26.0	16.7	0.	0.	0.	0.	0.	0.	3.72	42.0	4.2	-	-	LP89
	L	3.52	17.5	22.4	0.	0.	0.	0.	0.	0.	3.99	42.0	3.5	-	-	
35	T	3.99	15.1	23.9	6.98	28.8	13.7	9.96	15.9	13.5	3.61	17.0	21.3	0.29	1.23	LP89
	L	4.52	18.3	26.4	6.68	41.9	17.5	8.45	8.9	12.7	4.29	17.0	5.1	1.00	3.80	
36	T	2.19	4.9	28.3	8.77	9.2	19.2	15.6	7.8	18.9	2.18	5.0	4.1	0.99	1.25	WN87
	L	1.93	7.6	57.8	0.	0.	0.	0.	0.	0.	1.90	5.0	24.0	0.96	0.78	
37	T	2.98	4.5	16.7	6.46	85.3	15.3	12.9	24.4	14.5	2.92	4.0	16.5	0.87	0.94	WN87
	L	5.57	12.0	12.8	7.05	2.5	12.6	11.5	20.8	12.4	5.02	10.0	10.1	0.99	0.96	

Bâtiments		Identification mono-excitation									Identification multi-excitations			Formes propres		Séisme
no	Composante	1er mode			2eme mode			3eme mode			1er mode			$u=\alpha \cdot (h_i / H)^{\beta}$		
		f_0 (Hz)	ζ_0 (%)	E_0 (%)	f_1 (Hz)	ζ_1 (%)	E_1 (%)	f_2 (Hz)	ζ_2 (%)	E_2 (%)	f_0 (Hz)	ζ_0 (%)	E_0 (%)	α	β	
38 _a	T	1.62	6.6	34.7	0.	0.	0.	0.	0.	0.	1.72	7.0	23.60	0.91	1.04	MH84
	L	1.09	4.0	22.7	3.75	4.5	15.0	0.	0.	0.	1.08	3.0	17.60	1.00	0.79	ML86
38 _b	T	1.63	3.0	10.4	0.	0.	0.	0.	0.	0.	1.62	3.0	10.20	0.95	1.05	
	L	1.10	2.9	11.2	3.52	3.9	2.7	0.	0.	0.	1.08	3.0	4.00	0.99	0.75	LP89
38 _c	T	1.35	9.1	21.8	4.14	4.5	19.3	7.32	21.1	19.2	1.28	8.0	17.9	0.90	0.96	
	L	0.99	4.8	25.3	4.98	5.3	24.9	5.68	4.3	24.6	1.01	5.0	22.1	1.00	0.85	
39	T	1.27	3.0	34.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	1.14	4.0	9.6	0.91	1.11	LP89
	L	1.79	7.4	23.1	4.31	67.9	21.8	6.41	2.4	21.8	1.74	6.0	3.1	1.02	0.98	
40	T	2.88	4.0	25.4	4.58	9.1	22.8	7.64	10.8	22.5	2.97	6.0	19.7	0.64	1.15	LP89
	L	1.37	9.4	28.7	5.59	19.6	27.9	8.20	17.3	27.5	1.35	9.0	12.3	1.05	0.87	
41	T	3.23	8.7	20.1	6.38	8.8	16.0	8.01	13.5	15.5	3.26	7.0	15.2	-	-	LP89
	L	3.90	13.0	19.7	7.04	15.2	13.2	8.27	8.0	12.8	3.60	15.0	18.3	-	-	
42	T	3.35	11.4	26.5	0.	0.	0.	0.	0.	0.	3.40	13.0	13.1	0.94	1.07	WN87
	L	3.93	12.2	22.7	0.	0.	0.	0.	0.	0.	3.60	13.0	14.8	0.98	0.97	
43	T	3.33	5.0	36.1	7.32	7.8	24.9	0.	0.	0.	3.30	10.0	2.5	0.84	0.94	SB78
	L	3.58	8.6	54.4	0.	0.	0.	0.	0.	0.	3.54	10.0	6.0	0.99	0.86	
44	T	2.51	10.6	40.2	3.51	1.6	36.5	6.12	30.1	23.1	2.00	23.00	38.6	-	-	WN87
	L	1.80	13.2	22.6	4.99	12.0	17.4	0.	0.	0.	1.77	11.50	15.30	0.99	0.87	
45	T	0.67	8.5	24.5	2.10	8.3	18.9	0.	0.	0.	0.66	8.0	22.6	1.00	0.87	
	L	0.64	5.1	16.4	1.88	7.4	8.9	7.61	3.2	8.0	0.66	8.0	3.1	1.00	0.77	

TABLEAU IV-12 - Structures en maçonnerie- Paramètres identifiés																
Bâtiments		Identification mono-excitation									Identification multi-excitations			Formes propres		Séisme
		1er mode			2eme mode			3eme mode			1er mode			$u=\alpha \cdot (h_i / H)^{\beta}$		
no	Composante	f_0	ζ_0	E_0	f_1	ζ_1	E_1	f_2	ζ_2	E_2	f_0	ζ_0	E_0	α	β	
		(Hz)	(%)	(%)	(Hz)	(%)	(%)	(Hz)	(%)	(%)	(Hz)	(%)	(%)			
46	T	4.70	14.0	51.9	9.24	11.4	37.7	0.	0.	0.	4.72	19.0	7.0	0.56	0.39	WN87
	L	5.32	13.3	47.5	11.1	17.8	30.9	0.	0.	0.	5.28	19.0	3.2	0.97	0.26	
47	T	2.79	1.47	48.2	0.	0.	0.	0.	0.	0.	2.75	3.0	25.8	-	-	LP89
	L	2.21	5.99	18.9	0.	0.	0.	0.	0.	0.	2.10	4.0	29.9	-	-	
48	T	3.26	27.5	25.6	4.19	15.9	22.9	4.76	19.7	17.3	2.80	24.0	14.6	-	-	LP89
	L	4.32	20.0	21.6	4.15	0.00	21.0	7.39	30.0	18.6	3.90	26.0	4.9	-	-	
49	T	2.62	5.02	30.6	3.32	19.3	20.2	0.	0.	0.	2.58	6.0	9.0	0.70	1.36	LP89
	L	1.53	58.3	49.7	3.94	35.0	29.6	0.	0.	0.	1.36	5.0	13.1	-	-	

TABLEAU IV.13- Fréquences et erreurs moyennes obtenues avec les 2 modèles

Type de structure	Comp osante	Identification mono-excitation				Identification multi-excitations				Rapport des accélérations max.	
		f_0	σ_f	$E(\%)$	σ_E	f_0	σ_f	$E(\%)$	σ_E	A_{st}/A_{sol}	q
Structures Murs	T	2.89	.309	30.12	.325	2.81	.316	12.76	.380	2.49	.160
	L	2.87	.323	29.79	.352	2.67	.312	12.83	.391	2.28	.187
Ossatures Auto-stables	T	2.11	.385	22.42	.201	2.06	.384	13.87	.252	2.45	.180
	L	2.11	.381	18.95	.227	2.00	.369	12.83	.331	2.26	.187

σ_f , σ_E et σ_q sont les écarts-types logarithmiques (décimal) des dispersions de la fréquence fondamentale (f_0), de l'erreur résiduelle (E) et du rapport (q) des accélérations au toit et à la base du bâtiment, respectivement.

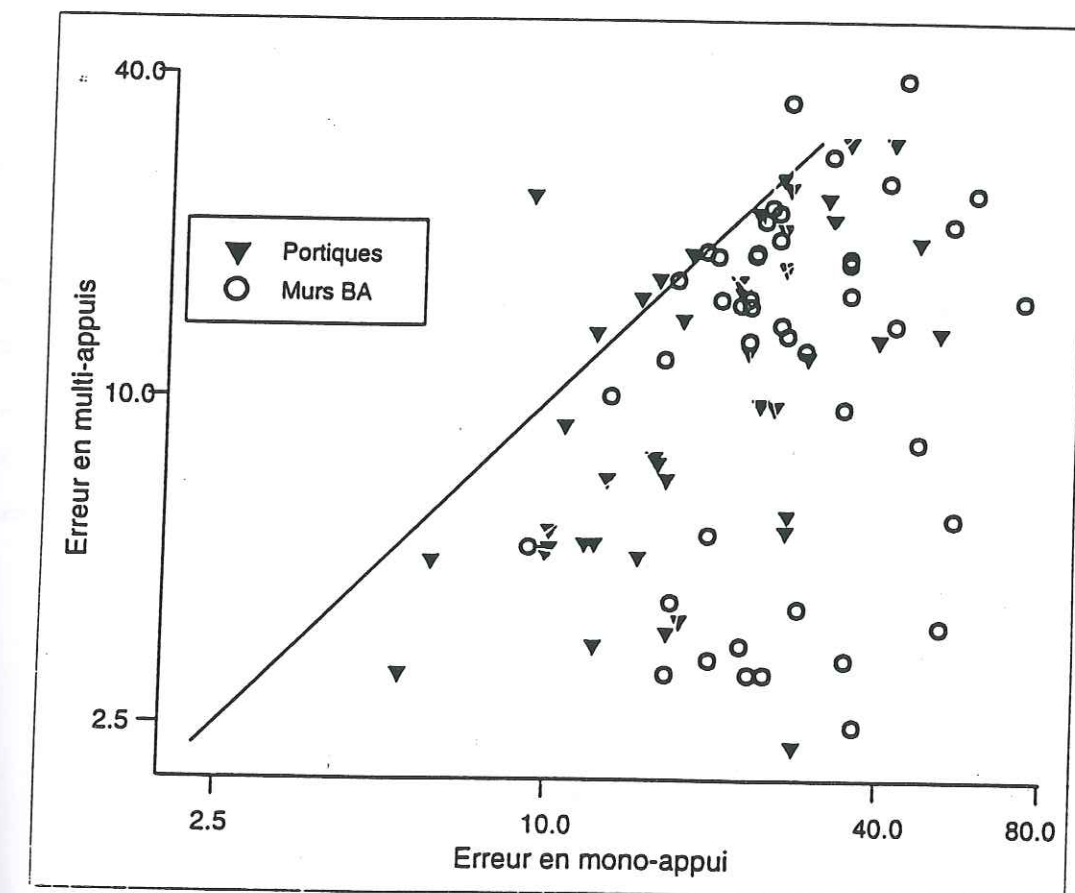


Fig. IV.2 - Correlation entre les erreurs d'identification en mono et multi-appuis

III.2.2- Fréquence fondamentale

La fréquence identifiée par les 2 modèles est pratiquement la même pour une même direction. Il existe, néanmoins, des petites différences dans certains cas, qui sont probablement dues à la différence dans les précisions d'identification des 2 modèles, ou à des phénomènes d'interaction sol-structure. En effet il existe des cas de bâtiments où l'on n'identifie pas exactement les mêmes modes. Néanmoins il n'y a pas d'écarts aussi nets comme dans le cas de CASSBA étudié au chapitre III.

Sur la figure IV.3 sont représentées les périodes, en fonction des hauteurs et du rapport H/\sqrt{L} des bâtiments contreventés par ossatures autostables (portiques) et ceux contreventés principalement par des murs, respectivement. Il est en effet généralement admis que les périodes des structures en portiques se corrélaient bien avec la hauteur du bâtiment, alors que celles des structures à murs porteurs en béton armé se corrélaient avec le rapport H/\sqrt{L} . Pour une corrélation période-hauteur la dispersion autour de la droite de régression est assez faible (écart-type sur le logarithme est 0.127) dans le cas des portiques, elle est par contre assez grande (écart type sur le logarithme est 0.235) dans le cas des structures contreventées par murs. Ceci dénote le comportement assez complexe de ces dernières.

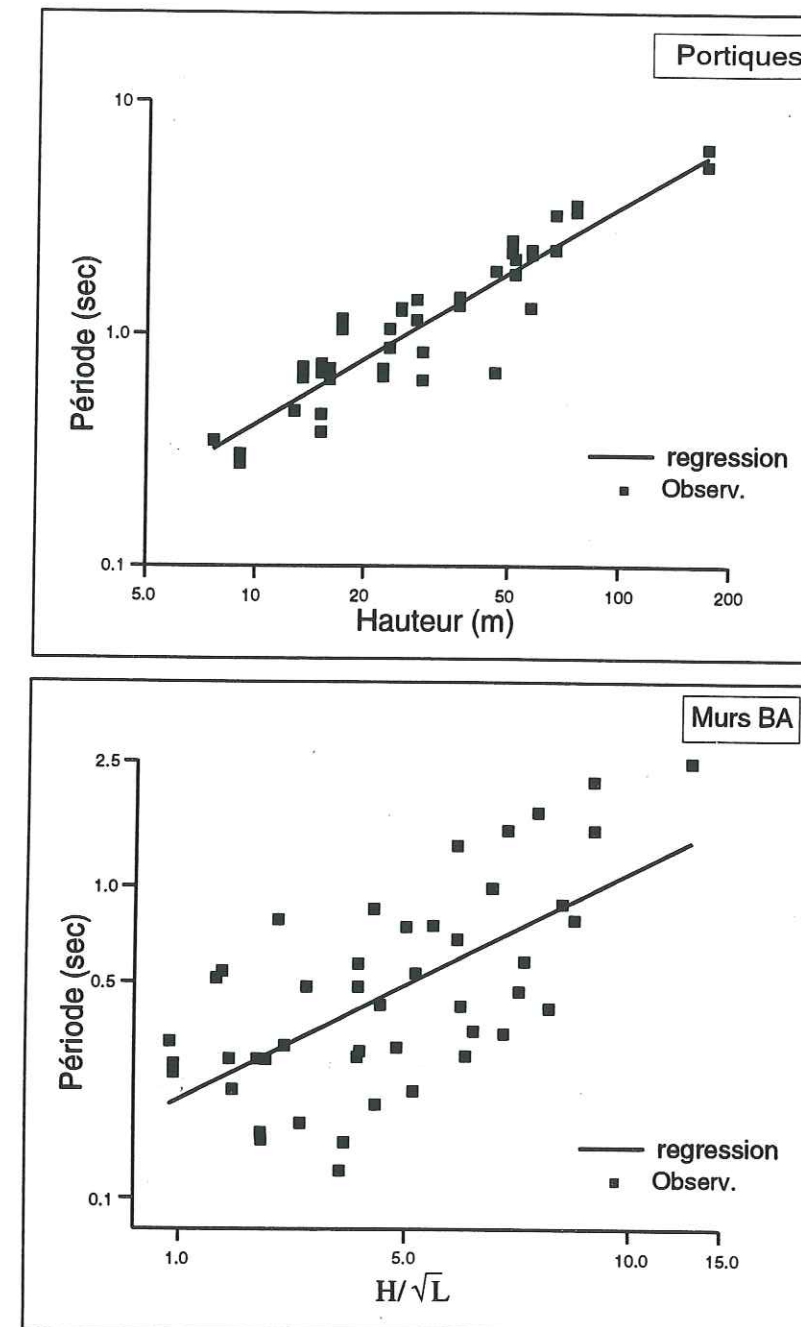


Fig. IV.3 - Corrélation entre les périodes observées et la hauteur du bâtiment pour les portiques, les périodes observées et le rapport H/\sqrt{L} pour les murs en béton armé

Ces mesures permettent des comparaisons avec les formules empiriques des règles parasismiques algériennes (RPA88), françaises (AFPS90) et américaines (UBC88):

Portiques métalliques:	$T_0 = \frac{0.09 H}{\sqrt{L}}$	AFPS90	(IV-3)
	$T_0 = \frac{n}{10}$ (n= nombre d'étages)	RPA88	(IV-4)
	$T_0 = 0.085 H^{0.75}$	UBC88	(IV-5)
Portiques béton armé:	$T_0 = \frac{0.09 H}{\sqrt{L}}$	AFPS90	(IV-6)
	$T_0 = \frac{n}{10}$ (n=nombre d'étages)	RPA88	(IV-7)
	$T_0 = 0.073 H^{0.75}$	UBC88	(IV-8)
Murs en béton armé:	$T_0 = \frac{0.08 H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}}$	AFPS90	(IV-9)
	$T_0 = \frac{0.09 H}{\sqrt{L}}$	RPA88	(IV-10)
	$T_0 = 0.049 H^{0.75}$	UBC88	(IV-11)

Dans ces formules, H est la hauteur du bâtiment et L est la dimension en plan dans la direction de calcul.

Pour pouvoir faire des comparaisons et avoir des corrélations entre fréquence et hauteur du bâtiment, la formule du RPA88 concernant les structures autostables $T_0 = n/10$ est remplacée par:

$$T_0 = H/30 \quad (IV-12)$$

en supposant que cette formule est utilisable essentiellement pour les bâtiments à usage d'habitations dont la hauteur d'étage moyenne est de 3 m.

Nous avons utilisé les périodes mesurées par identification pour établir des régressions en fonction soit de la quantité H/\sqrt{L} ou $(H/\sqrt{L})\sqrt{H/H+L}$ (structures comprenant des murs en béton armé), soit de la quantité H (structures contreventées uniquement par portiques). Les résultats sont résumés dans le tableau IV.14.

Le tableau VI.14bis donne les écarts-types des différences entre les périodes observées et celles évaluées à l'aide des formules des 3 codes AFPS90, RPA88 et UBC88. On y remarque que les périodes AFPS90 s'écartent beaucoup de l'observation.

Sur les figures IV.4a à IV.4d, les fréquences identifiées sont comparées avec celles calculées par les formules IV-12 et IV-10 du RPA88 et les formules IV-5, IV-8 et IV-11 de l'UBC88. On remarque que dans le cas des portiques (fig. IV.4a et IV.4b), les périodes des formules du RPA88 et celles de l'UBC88 sont assez proches de celles qui sont identifiées (écart-type sur le logarithme: 0.140 dans le cas du RPA88). Dans le cas des structures contreventées par murs en béton armé, la différence entre l'identification et le RPA88 reste assez grande (fig. IV.4c) jusqu'à un rapport $H/L^{0.5} = 5$ (écart-type sur le logarithme: 0.334). Dans le cas de l'UBC88 (Fig. IV.4d), les deux courbes (observation et formules) se confondent presque. Par contre il y a une différence notable entre les fréquences données par les formules du AFPS90 et celles identifiées, comme le montre la figure IV.5.

TABLEAU IV.14 - Formules des droites de régression des périodes observées							
Type de structure	σ_0	Variable de régression			σ_r	$(H/\sqrt{L}) \times (\sqrt{H/(H+L)})$	σ_s
		H	σ_H	H/\sqrt{L}			
Structures murs BA (23 à 37)	0.350	$T_0 = 0.033 H^{0.88}$	0.259	$T_0 = 0.19 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \right)^{0.70}$	0.279	$T_0 = 0.33 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}} \right)^{0.48}$	0.287
Structures mixtes (Murs et portiques) (38 à 45)	0.267	$T_0 = 0.039 H^{0.81}$	0.189	$T_0 = 0.18 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \right)^{0.80}$	0.169	$T_0 = 0.34 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}} \right)^{0.57}$	0.172
Structures murs BA et mixtes	0.325	$T_0 = 0.035 H^{0.86}$	0.235	$T_0 = 0.19 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \right)^{0.74}$	0.245	$T_0 = 0.34 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}} \right)^{0.51}$	0.252
Ossatures Béton Armé (1 à 8)	0.281	$T_0 = 0.063 H^{0.84}$	0.162	$T_0 = 0.32 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \right)^{0.74}$	0.169	$T_0 = 0.55 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}} \right)^{0.56}$	0.172
Ossatures Métalliques (9 à 22)	0.365	$T_0 = 0.043 H^{0.96}$	0.102	$T_0 = 0.29 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \right)^{0.86}$	0.130	$T_0 = 0.57 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}} \right)^{0.65}$	0.143
Ossatures auto-stables (BA et/ou Métal)	0.334	$T_0 = 0.047 H^{0.91}$	0.127	$T_0 = 0.30 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \right)^{0.82}$	0.147	$T_0 = 0.55 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}} \right)^{0.62}$	0.157

$\sigma_0, \sigma_H, \sigma_r, \sigma_s$ sont respectivement, les écarts-types logarithmiques de la dispersion des périodes observées, de la différence entre les périodes observées et la droite de régression utilisant les variables $H, H/\sqrt{L}$ et $(H/\sqrt{L})\sqrt{H/(H+L)}$.

TABLEAU IV-14bis - Formules des périodes identifiées, du RPA88, des AFPS90 et de l'UBC88

Type de structure	σ_0	RPA88		AFPS90		UBC88	
			σ_{RPA}		σ_{AFPS}		σ_{UBC}
Structures murs BA (23 à 37)	0.350	$T_0 = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}}$	0.364	$T_0 = 0.08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$	0.653	$T_0 = 0.049 H^{0.75}$	0.262
Structures mixtes (Murs et portiques) (38 à 45)	0.267	$T_0 = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}}$	0.274	$T_0 = 0.08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$	0.550	$T_0 = 0.049 H^{0.75}$	0.190
Structures murs BA et mixtes	0.325	$T_0 = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}}$	0.334	$T_0 = 0.08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$	0.618	$T_0 = 0.049 H^{0.75}$	0.237
Ossatures Béton Armé (1 à 8)	0.281	$T_0 = H/30$	0.172	$T_0 = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}}$	0.410	$T_0 = 0.073 H^{0.75}$	0.178
Ossatures Métalliques (9 à 22)	0.365	$T_0 = H/30$	0.122	$T_0 = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}}$	0.459	$T_0 = 0.085 H^{0.75}$	0.130
Ossatures auto-stables (BA et/ou Métal)	0.334	$T_0 = H/30$	0.140	$T_0 = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}}$	0.441		

$\sigma_0, \sigma_{RPA}, \sigma_{AFPS}$ and σ_{UBC} sont respectivement: les écarts types logarithmiques de la dispersion de la période fondamentale, les périodes observées et celles données par le RPA88, les périodes observées et celles données par l'AFPS90, et les périodes observées et celles données par l'UBC88.

$\sigma_0^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (T_i - \bar{T})^2$; $\sigma_i^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (T_i^p - \bar{T}^p)^2$ ($i=1, RPA, AFPS, UBC$); T_i et \bar{T} sont les périodes observées et leur moyenne, T_i^p sont les différences entre les périodes observées et les périodes de la droite de régression ou celles des codes, et \bar{T}^p est leur moyenne.

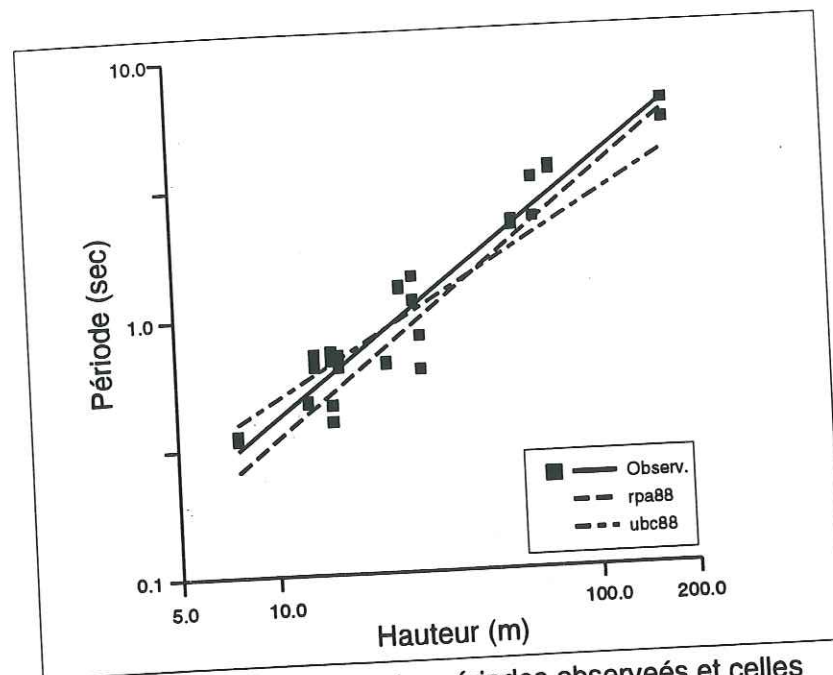


Fig. IV.4a - Comparaison entre périodes observées et celles déterminées à l'aide des formules de l'UBC88 et le RPA88 pour les portiques en métal.

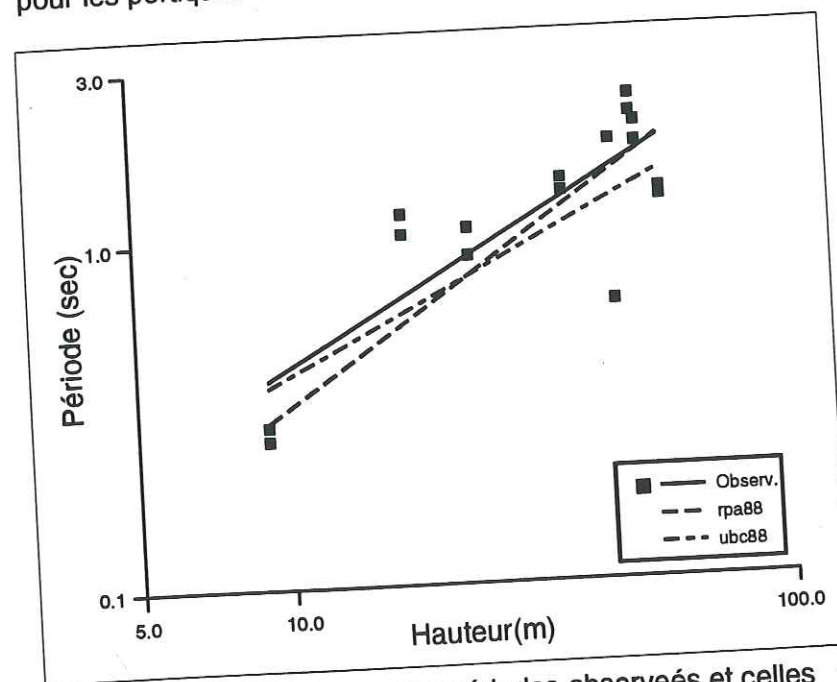


Fig. IV.4b - Comparaison entre périodes observées et celles déterminées à l'aide des formules de l'UBC88 et le RPA88 pour les portiques en béton armé.

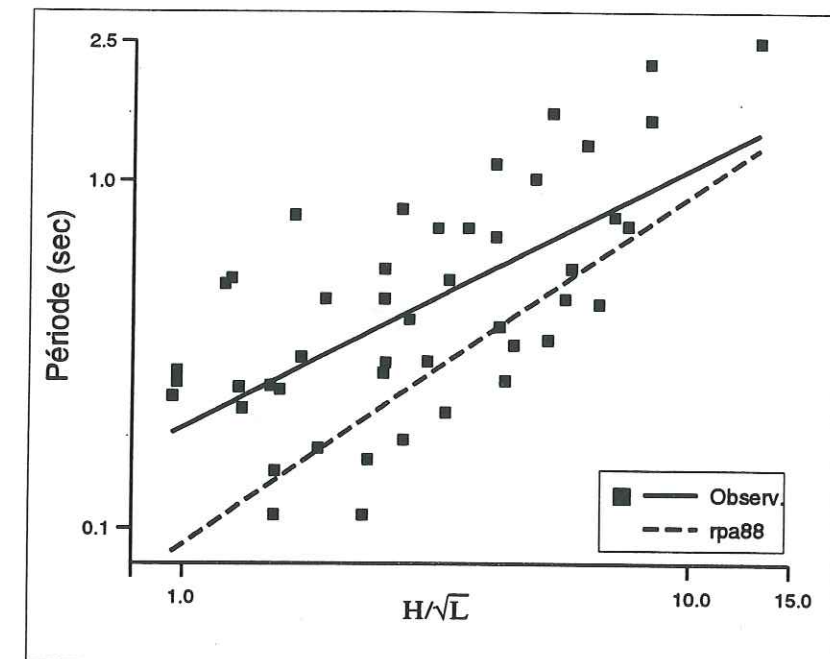


Fig. IV.4c - Comparaison entre les périodes observées et celles déterminées à l'aide des formules des RPA88 pour les murs en béton armé.

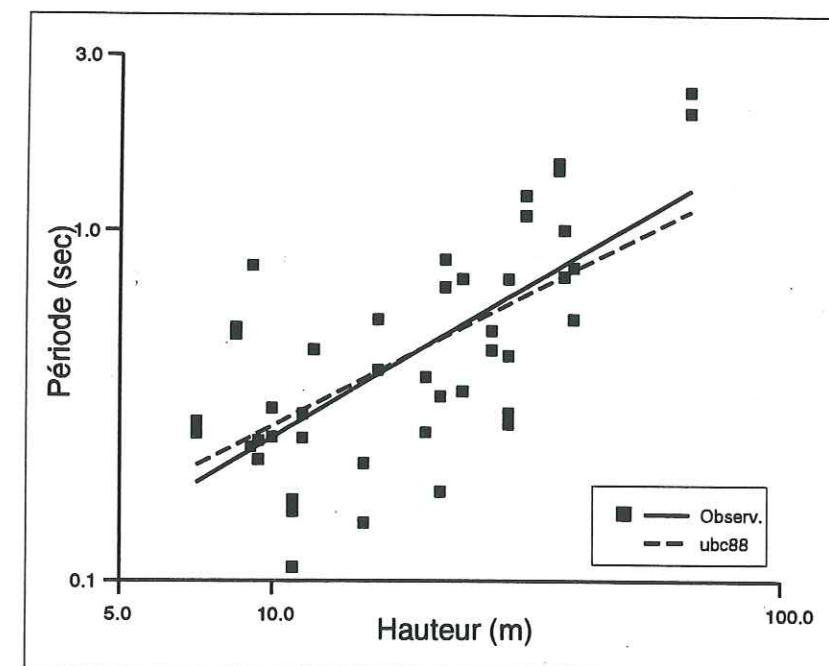


Fig. IV.4d - Comparaison entre les périodes observées et celles déterminées à l'aide des formules des UBC88 pour les murs en béton armé.

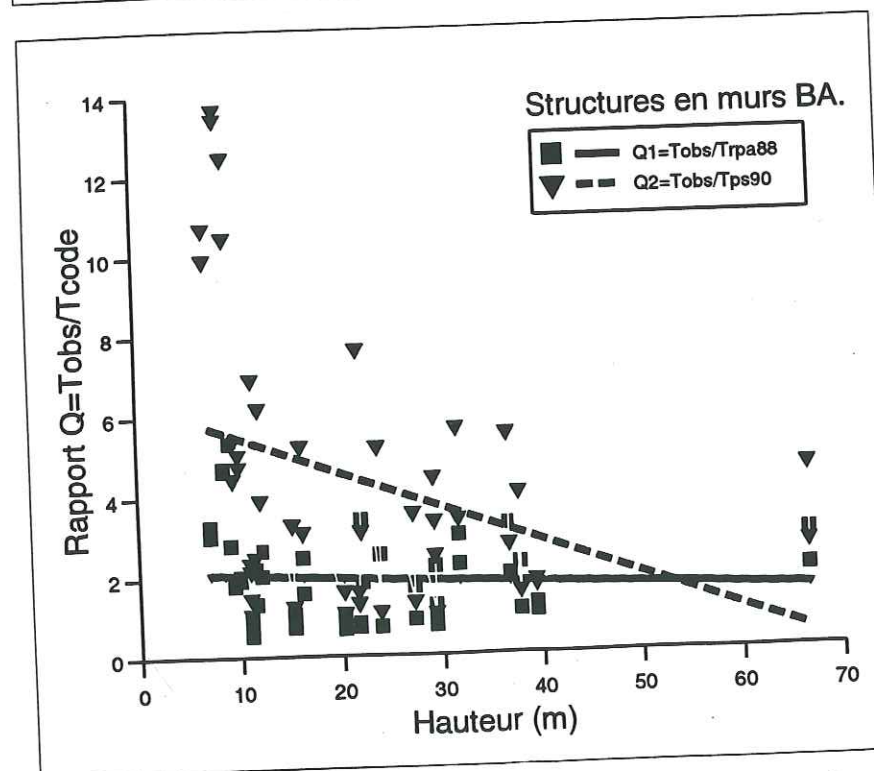
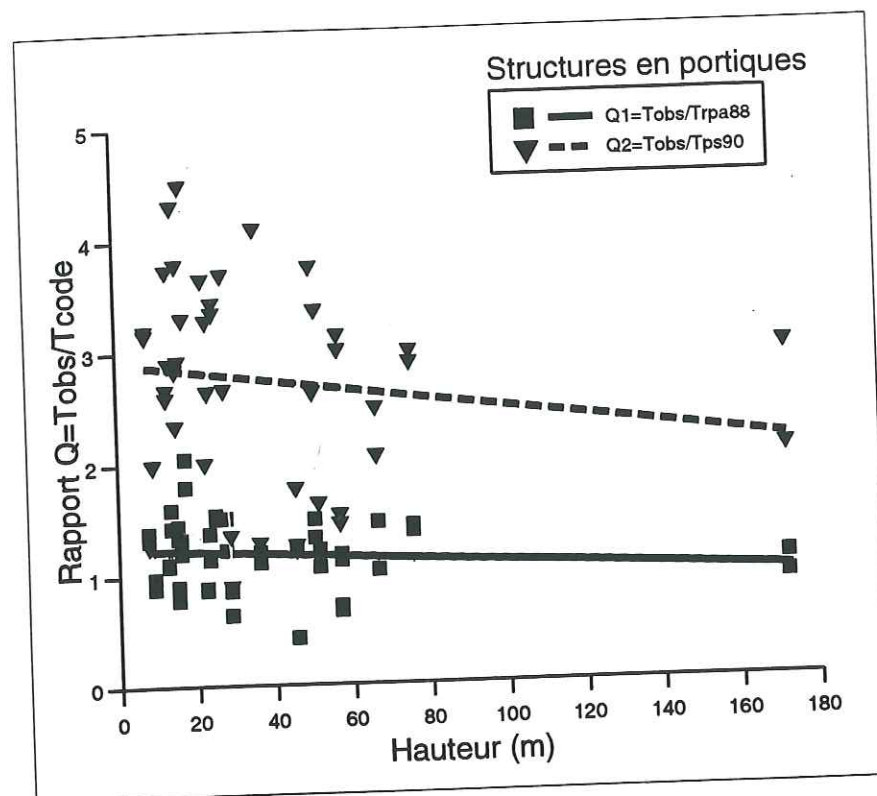


Fig. IV.5 - Corrélation entre le rapport de la période observée sur la période du code ($Q=T_{obs}/T_{code}$) et la hauteur du bâtiment

III.2.3 - "Coefficient de sécurité"

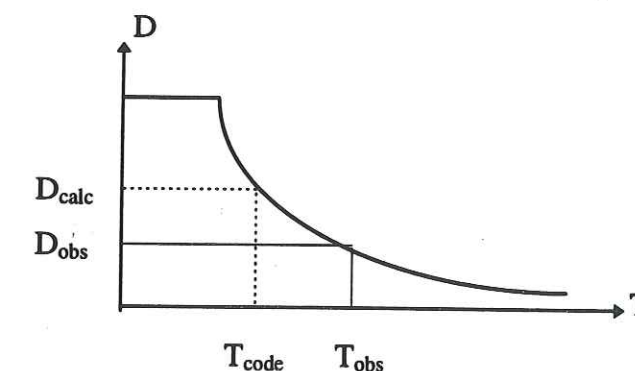
Le coefficient de sécurité est défini comme étant le rapport des efforts sismiques évalués à l'aide des périodes observées d'une part et celles des codes d'autre part. La structure étudiée étant la même, il revient de faire le rapport des ordonnées observées et celles calculées du spectre de réponse.

Ce "coefficient de sécurité" est estimé, pour situer les 3 règlements par rapport à la réalité, sur les spectres de réponse pour les sols meubles et ferme des RPA88 (Fig. IV.6), des sols type S_0 et S_2 des AFPS90 (Fig. IV.7), et des sols type S_1 et S_3 de l'UBC88 qui sont définis par les formules suivantes:

* AFPS90	$S_0=1.12/T^{2/3}$	sol type S_0	avec limite supérieure de 2.5
	$S_0=1.60/T^{2/3}$	sol type S_2	avec limite supérieure de 2.25

*RPA88	$S_0=1.26/T^{2/3}$	sol meuble	avec limite supérieure de 2.0
	$S_0=0.896/T^{2/3}$	sol ferme	avec limite supérieure de 2.0

*UBC88	$S_0=1.875/T^{2/3}$	sol type S_1	avec limite supérieure de 2.75
	$S_0=1.25/T^{2/3}$	sol type S_3	avec limite supérieure de 2.75



"Coefficient de sécurité" = D_{calc}/D_{obs}

En effet, les accélérations spectrales sont estimées à l'aide des périodes identifiées d'une part, les périodes évaluées par les formules forfaitaires de chaque code d'autre part, puis elles sont comparées entre elles. Le rapport de l'accélération spectrale évaluée avec les périodes des codes sur l'accélération spectrale évaluée avec les périodes identifiées, est calculé. Ceci donne une meilleure idée de la différence des forces sismiques évaluées par les périodes observées et les périodes des codes. Le rapport moyen (MR) est donné par le tableau IV-15 pour les 3 codes (RPA88, AFPS90 et UBC88). Ce même rapport est

représenté en fonction de la hauteur du bâtiment et pour chaque type de structure sur les figures IV.8 (UBC88), IV.9 (RPA88) et IV.10 (AFPS90).

TABLEAU IV-15 - Rapport moyen entre les accélérations spectrales déterminées à l'aide des périodes calculées à partir des codes et celles identifiées

Bâtiment code	Type de sol	Portiques métal.		Portiques BA		Portiques		Murs BA	
		MR	σ	MR	σ	MR	σ	MR	σ
UBC88	S1	1.073	0.177	1.189	0.282	1.192	0.293	1.088	0.220
	S3	1.046	0.207	1.168	0.239	1.157	0.232	1.097	0.270
AFPS90	S0	1.387	0.424	1.487	0.412	1.423	0.418	1.146	0.307
	S2	1.697	0.390	1.712	0.539	1.702	0.444	1.399	0.516
RPA88	meuble	1.066	0.145	1.077	0.249	1.070	0.187	1.149	0.279
	ferme	1.077	0.159	1.076	0.249	1.076	0.194	1.253	0.375

MR: Rapport moyen

σ : Ecart type

On remarque sur ce tableau (IV.15) que les règlements algérien (RAP88) et américain (UBC88) se situent au même niveau et sont assez proches des observations. En effet les rapports entre les accélérations spectrales, estimées avec les périodes de ces deux codes et celles qui sont observées, ont des valeurs proches de 1, tandis que ce rapport dans le cas du AFPS90 est assez élevé pour les 3 types de structures.

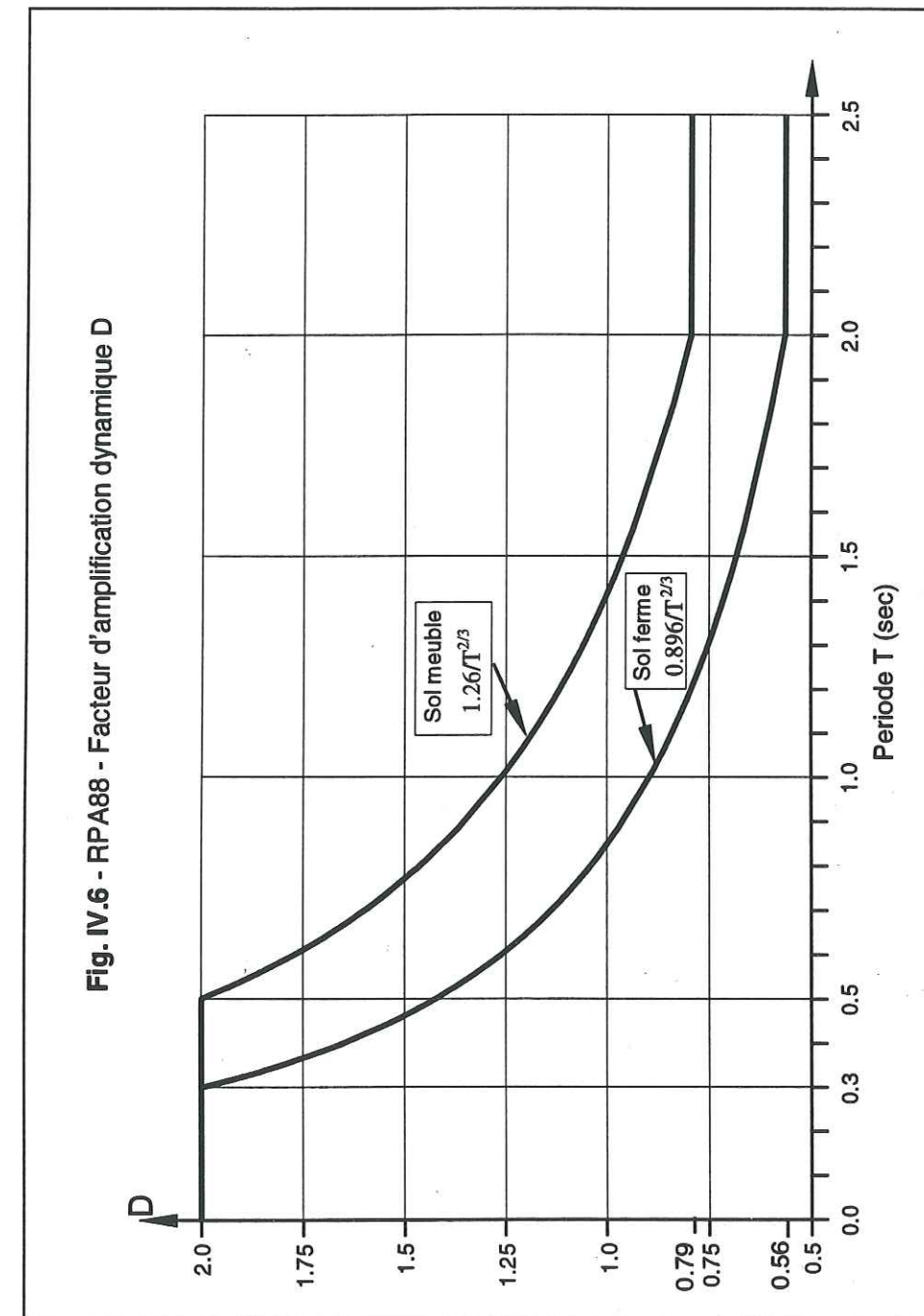


Fig. IV.7 - AFPS 90 - Spectres de dimensionnement

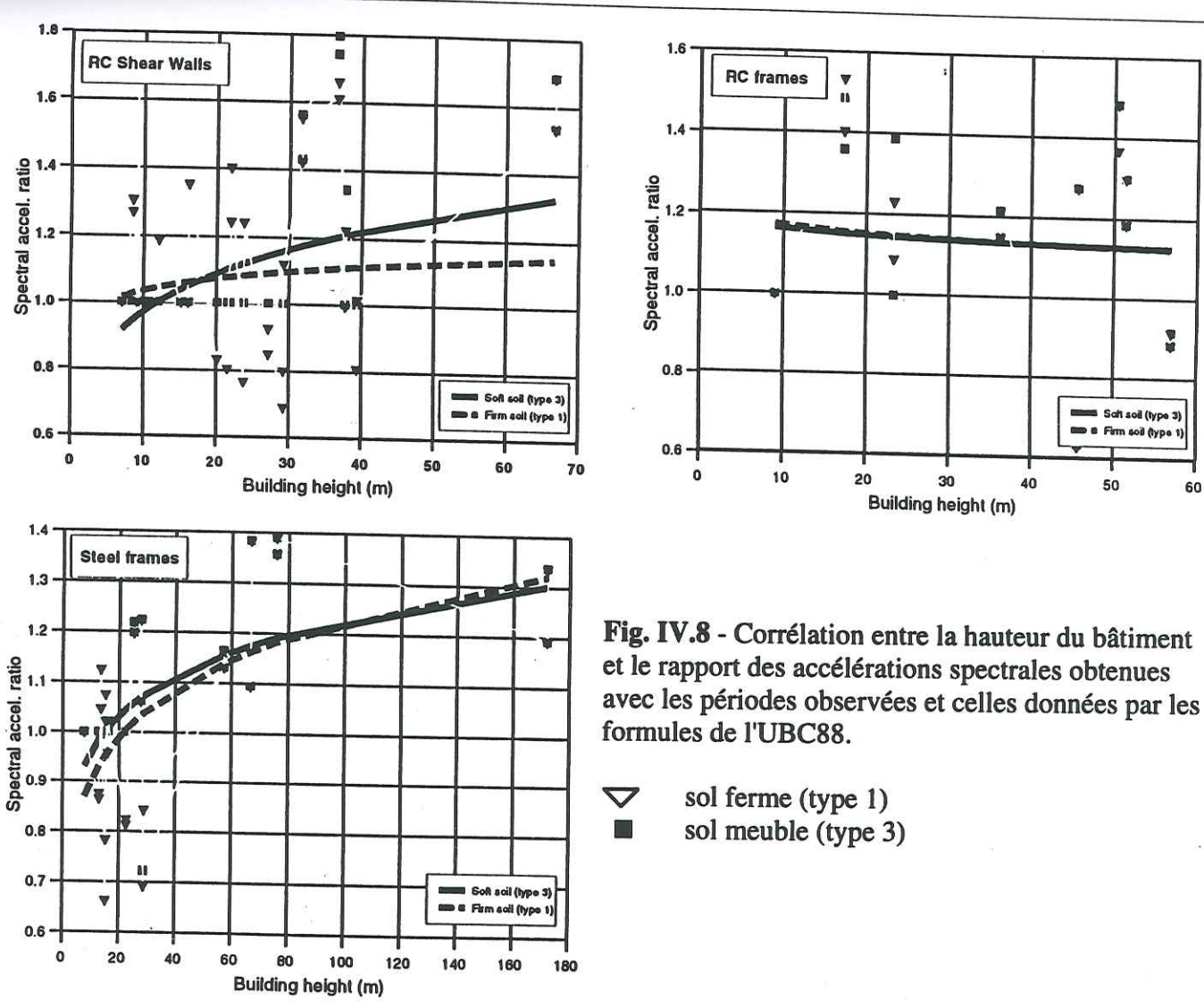
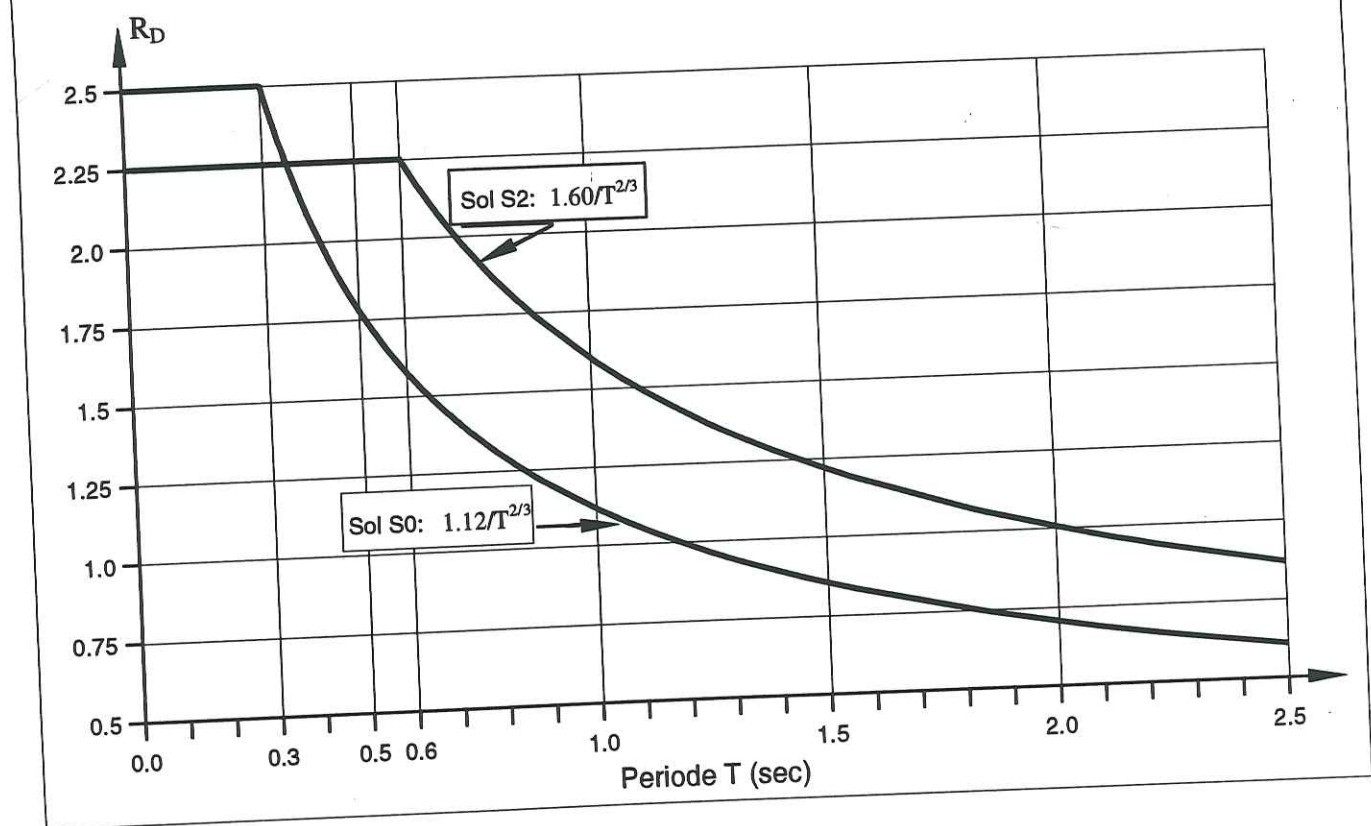


Fig. IV.8 - Corrélation entre la hauteur du bâtiment et le rapport des accélérations spectrales obtenues avec les périodes observées et celles données par les formules de l'UBC88.

- ▽ sol ferme (type 1)
- sol meuble (type 3)

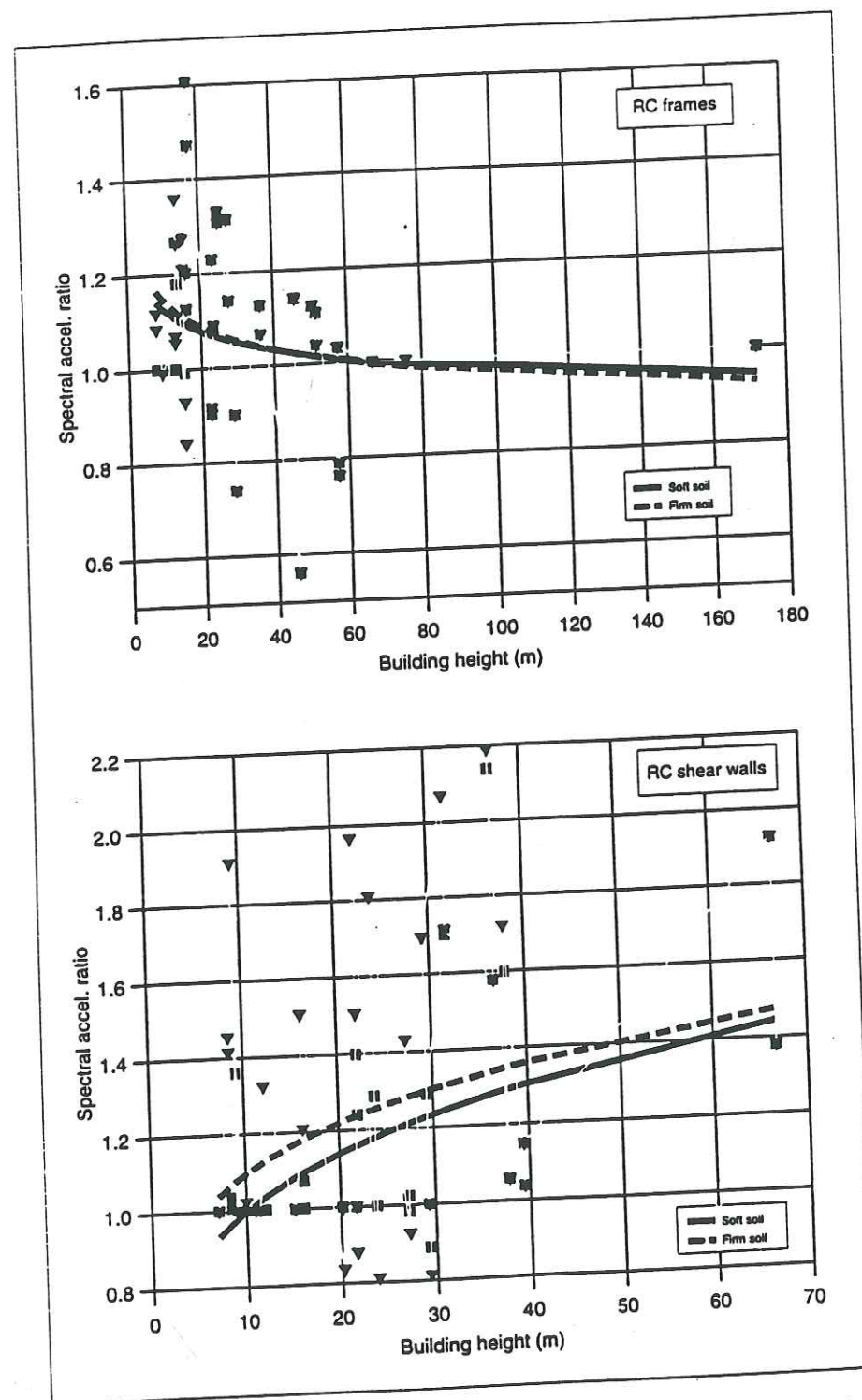


Fig. IV.9 - Corrélation entre la hauteur du bâtiment et le rapport des accélérations spectrales obtenues avec les périodes observées et celles données par les formules des RPA88.

▼ sol ferme
■ sol meuble

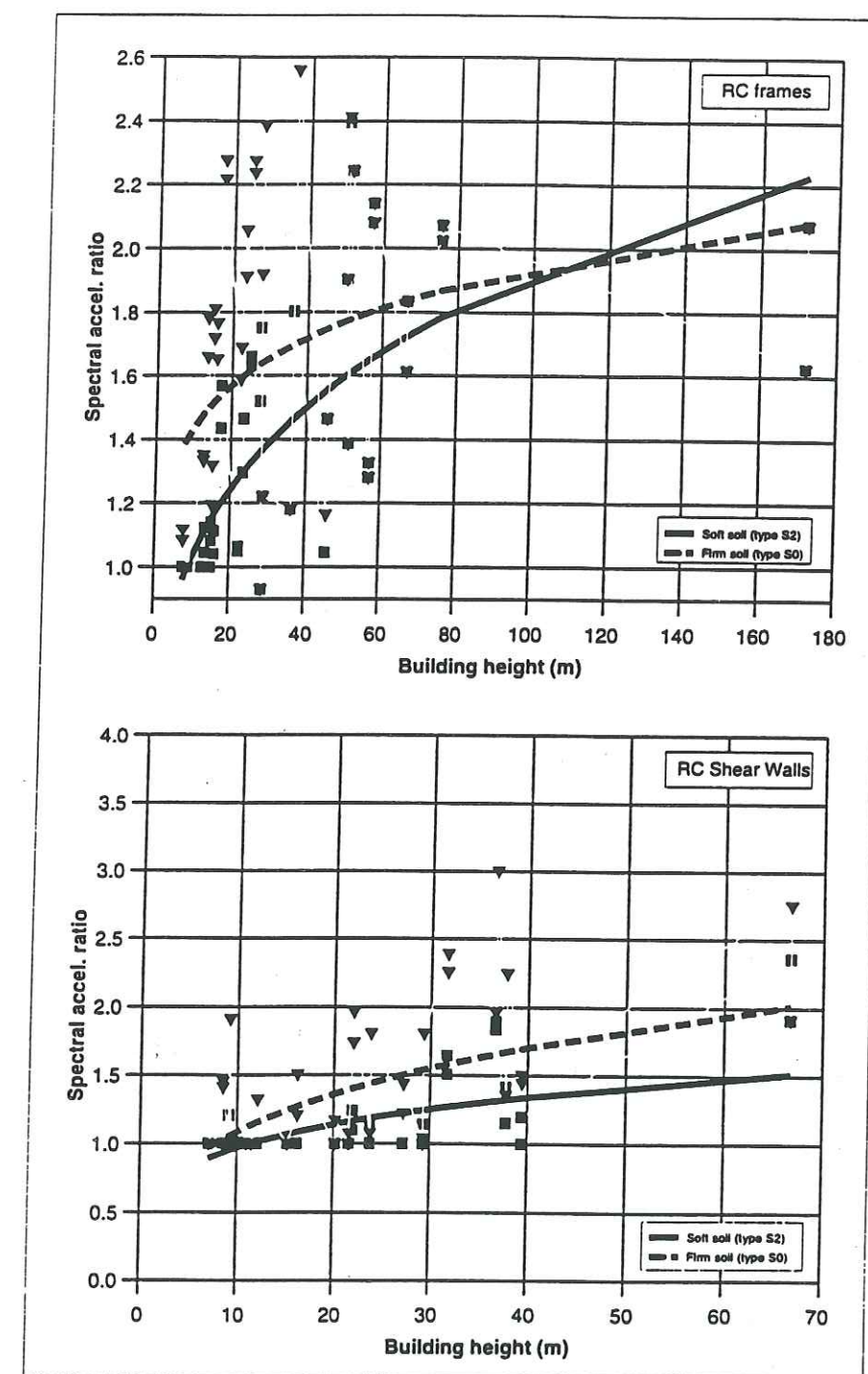


Fig. IV.10 - Corrélation entre la hauteur du bâtiment et le rapport des accélérations spectrales obtenues avec les périodes observées et celles données par les formules des AFPS90.

▼ sol ferme (type S₀)
■ sol meuble (type S₂)

III.2.4- Amortissement

L'amortissement est un paramètre plus délicat à identifier précisément que la fréquence (Fig. IV.11). Il existe une différence sensible entre les amortissements identifiés par les 2 modèles pour une même structure (bâtiment No 8 par exemple). En effet l'amortissement d'un bâtiment se compose de plusieurs amortissements: amortissements du matériau, du remplissage, du système de structure, du système de fondations, etc, ce qui rend assez délicate l'estimation de ce paramètre.

La figure IV.12 représente la corrélation entre l'amortissement et l'élancement du bâtiment dans les cas de structures contreventées par portiques et celle contreventées principalement par des murs en béton armé, respectivement. On y remarque, avec une grande dispersion, une certaine tendance générale de l'amortissement à diminuer quand l'élancement augmente. Les courbes de régression ont pour formules:

- Portiques BA

$$\zeta = 5.62 \times \left(\frac{H}{L}\right)^{-0.15}$$

$$\zeta_{\text{moyen}} = 5.75\% \quad (\text{écart-type sur le log. } \sigma = 0.243)$$

(IV-13)

- Portiques CM

$$\zeta = 4.36 \times \left(\frac{H}{L}\right)^{-0.30}$$

$$\zeta_{\text{moyen}} = 4.9\% \quad (\text{écart-type sur le log. } \sigma = 0.190)$$

(IV-14)

- Structures en murs en BA

$$\zeta = 5.88 \times \left(\frac{H}{L}\right)^{-0.41}$$

$$\zeta_{\text{moyen}} = 10.0\% \quad (\text{écart-type sur le log. } \sigma = 0.324)$$

(IV-15)

- Structures mixtes

$$\zeta = 6.30 \times \left(\frac{H}{L}\right)^{-0.30}$$

$$\zeta_{\text{moyen}} = 7.58\% \quad (\text{écart-type sur le log. } \sigma = 0.167)$$

(IV-16)

Nous remarquons que les structures en portiques sont moins amorties (5.3%) que celles en murs en béton armé (10.0%). L'amortissement de l'acier (4.9) est plus faible que celui du béton (5.75).

Les règles RPA88 proposent la même valeur de l'amortissement (10.0%) pour tous les types structures et de matériaux. Si elles sont en concordance avec la réalité en ce qui concerne les murs en béton, elles sont par contre trop optimistes pour les autres types de structures.

Les règles AFPS90 quand à elles, donnent des amortissements qui valent 3% pour l'acier et 4% pour le béton, avec des augmentations de 1 à 3 points quand il s'agit d'ouvrages. Ces valeurs sont assez proches de ce qui a été observé pour les portiques, par contre elles s'en éloignent dans le cas des murs.

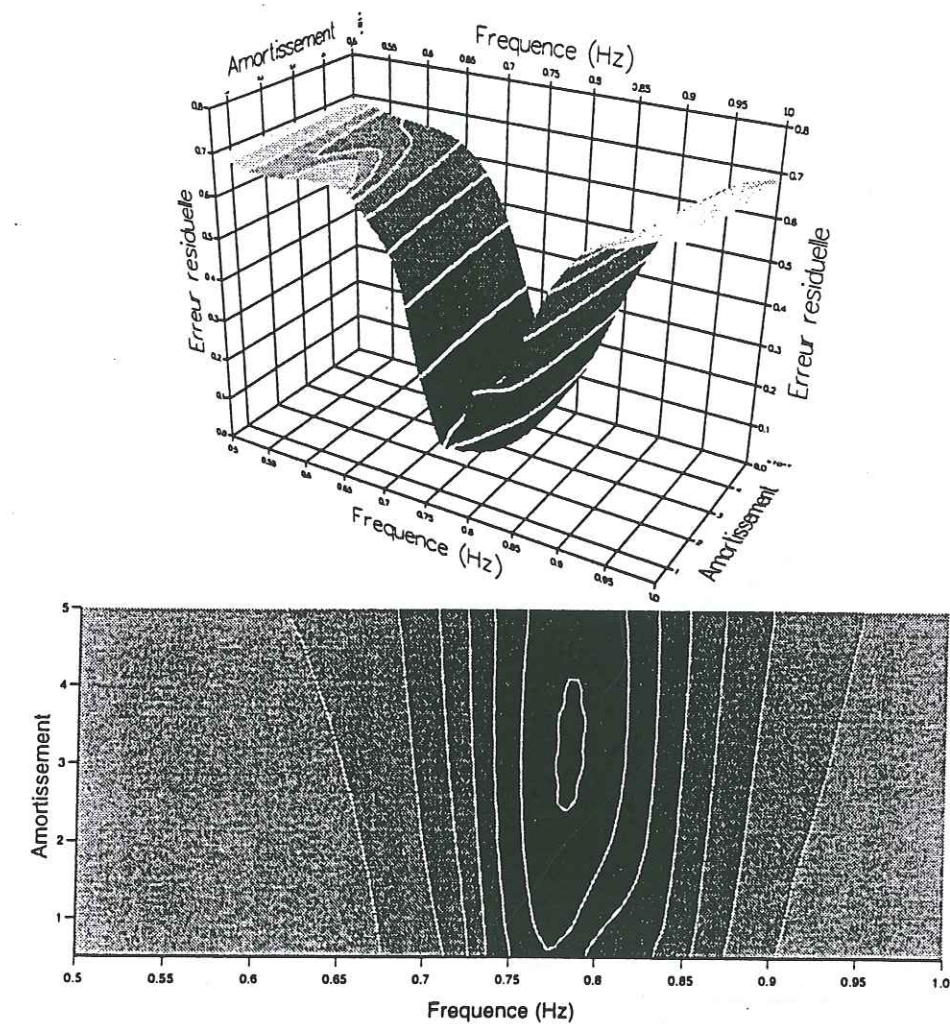


Fig. IV.11 - California State College at Hayward (bâtiment No 1)
Variation de l'erreur résiduelle en fonction de la fréquence f et de l'amortissement ζ .

$E_{\text{min}} = 3.7\%$; $f = 0.78 \text{ Hz}$; $\zeta = 3.0\%$

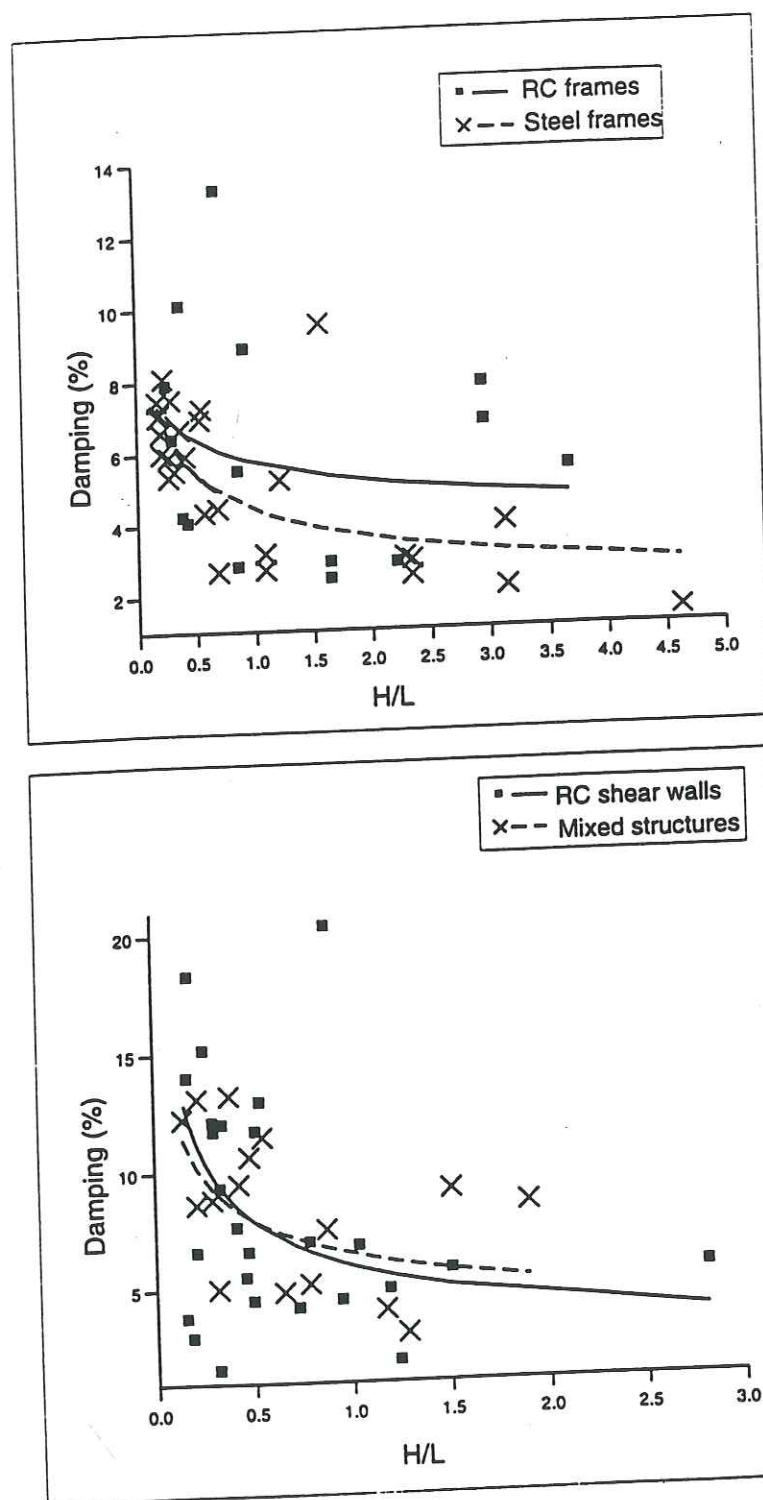


Fig. IV.12 - Corrélation entre l'amortissement et l'élancement (rapport H/L) du bâtiment.

III.2.4- Formes modales

Les coefficients de participation, qui n'ont pas de sens physique, donnent une bonne information sur les formes modales des structures.

Nous avons vu dans le chapitre II que ces coefficients sont désignés par β dans l'équation (II-13) et ont la forme suivante:

$$\beta_{kr} = -\frac{1}{m_r} \Phi_r^T (M R_k + M_c I_k) \quad \text{pour un système "multi-excitations"}$$

$$\beta_r = -\frac{1}{m_r} \Phi_r^T M I \quad \text{pour un système "mono-excitation"}$$

où Φ_r désigne la matrice modale du mode r .

Le nombre de points auxquels sont liés les coefficients de participation dépend de la hauteur du bâtiment et donc du nombre de capteurs placés sur les différents étages. La courbe donnant la déformée du mode fondamental est obtenue en faisant une régression linéaire sur les logarithmes des hauteurs relatives, et les coefficients relatifs β_i correspondants.

$$z_i = \frac{h_i}{H} \quad (\text{IV-19})$$

si z_i est la hauteur relative de l'étage i , h_i est sa hauteur par rapport à la base, et H est la hauteur totale de l'immeuble.

Les coefficients relatifs sont les rapports des coefficients à chaque niveau sur celui du dernier. Ainsi les z_i et β_i sont inférieurs ou égaux à 1.

La régression est de la forme:

$$u = \alpha \times z^\beta \quad (\text{IV-20})$$

les coefficients α et β , pour chaque bâtiment, sont donnés dans les tableaux IV-9 à IV-12.

La régression n'a pas pu être faite dans le cas où il n'y a qu'un seul étage du bâtiment qui est instrumenté, ce qui diminue le nombre de bâtiments de 49 à 43.

Les moyennes ont été calculées pour les coefficients α (écarts types 0.081 et 0.110 dans le cas des portiques et dans le cas des murs BA, respectivement) et β (écarts types 0.546 et 0.718 dans le cas des portiques et dans le cas des murs BA, respectivement), par type de structure, ce qui nous fait aboutir à des courbes modales ayant les expressions suivantes:

$$u = 0.97 z^{1.14} \quad \text{Portiques} \quad (\text{IV-21})$$

$$u = 0.91 z^{1.10} \quad \text{Murs en BA} \quad (\text{IV-22})$$

Ces courbes sont comparées avec celles des recommandations de l'AFPS:

$$u = z \quad \text{portiques} \quad (\text{IV-23})$$

$$u = z^{1.5} \quad \text{Murs en BA} \quad (\text{IV-24})$$

Les formes propres identifiées et celles proposées par l'AFPS90 sont représentées sur la figure IV.13. Le rapport entre les courbes AFPS90 et les courbes identifiées est 1.03 pour les portiques (écart type sur le logarithme 0.034), et 0.95 pour les murs en béton armé (écart type sur le logarithme 0.070).

Les données analysées ne permettent pas de justifier la différence proposée par les AFPS 90 entre le comportement des portiques et celui des voiles.

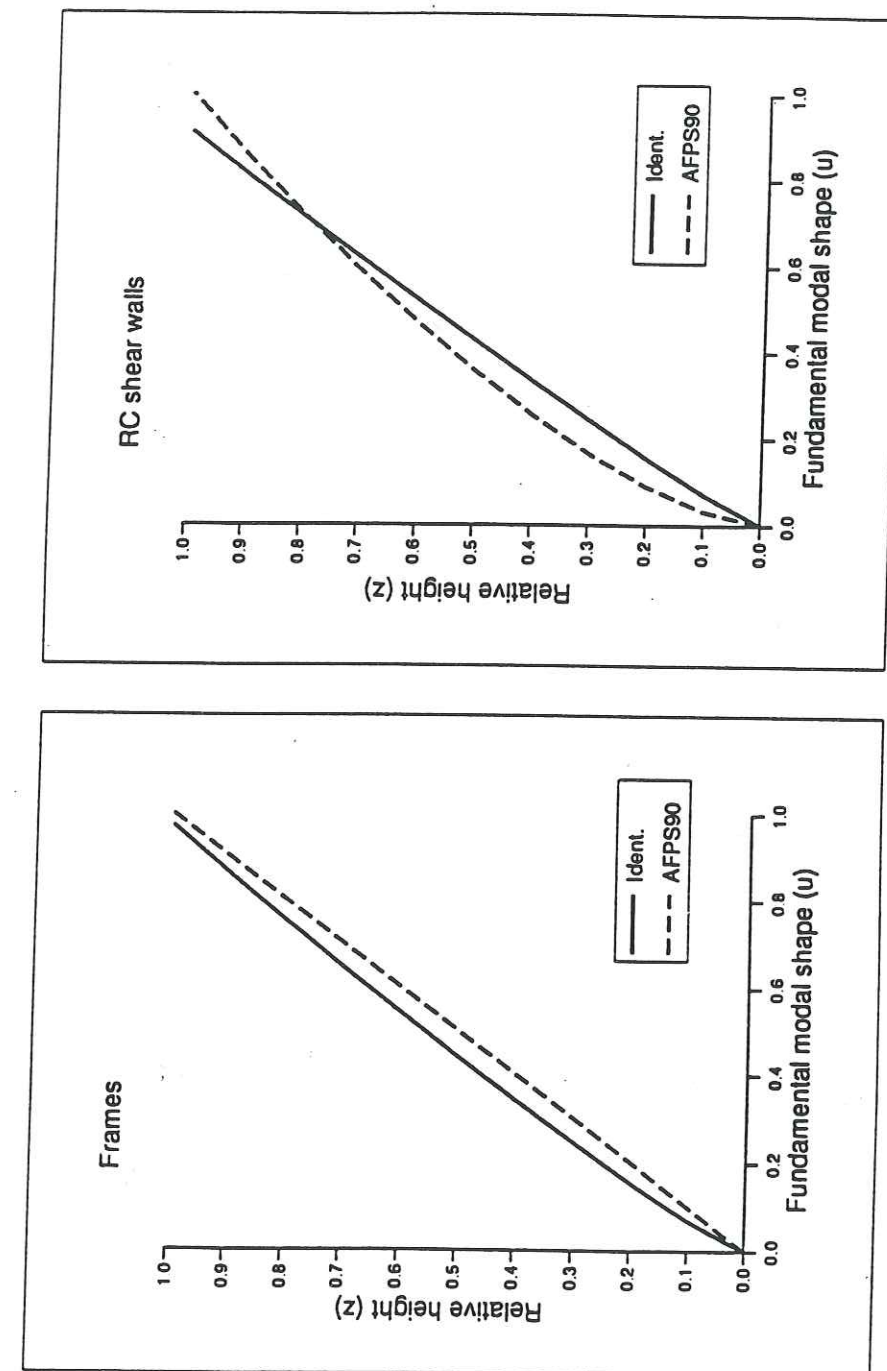


Fig. IV.13 - Comparaison entre les déformées modales observées et celles données par les AFPS90

III.2.5 - Influence des excitations verticales

Pour estimer l'influence des "appuis" verticaux sur le mouvement du bâtiment, nous avons calculé les coefficients de participation relatifs à chaque appui et pour chaque point de mesure. Ces coefficients, qui donnent une bonne information sur la déformée modale, sont en effet les termes β_{ir} de la matrice C_i au point i .

Nous avons remarqué au cours de cette étude que les mouvements des bâtiments, notamment ceux qui ont plusieurs capteurs verticaux à la base tels les No 11, 12, 38 et 23, sont fortement influencés par les excitations verticales. Ceci prouve que le phénomène d'interaction sol-structure est fortement présent et n'est pas négligeable.

Les figures IV.14 à IV.17 montrent, pour 4 bâtiments dont 2 ont subi 3 séismes, les valeurs de ces coefficients à chaque niveau de la structure. On remarque que dans certains cas, le mouvement du bâtiment est dominé par celui dû aux excitations verticales.

III.2.6- Non-linéarités

D'éventuelles non-linéarités de certains bâtiments peuvent être mises en évidence à partir de l'évolution, au cours des différents séismes subis, de leurs deux paramètres dynamiques (fréquence et amortissement). Quatre bâtiments, qui sont les n° 14, 25, 23 et 38 (tableaux IV.1 à IV.4) ont subi 2 séismes pour les deux premiers et 3 pour les deux derniers. Les figures IV.18 et IV.19 montrent l'évolution, pour les 4 bâtiments, de la fréquence et de l'amortissement, respectivement. On y voit que ces paramètres changent d'un séisme à l'autre. La précision sur l'amortissement est beaucoup moins bonne que sur la fréquence, on peut cependant remarquer les tendances générales suivantes: La fréquence diminue et l'amortissement a tendance à augmenter quand l'accélération du séisme augmente. Ceci montre qu'il y a une diminution de la rigidité, à cause de la fissuration, qui fait que la structure du bâtiment devient plus souple.

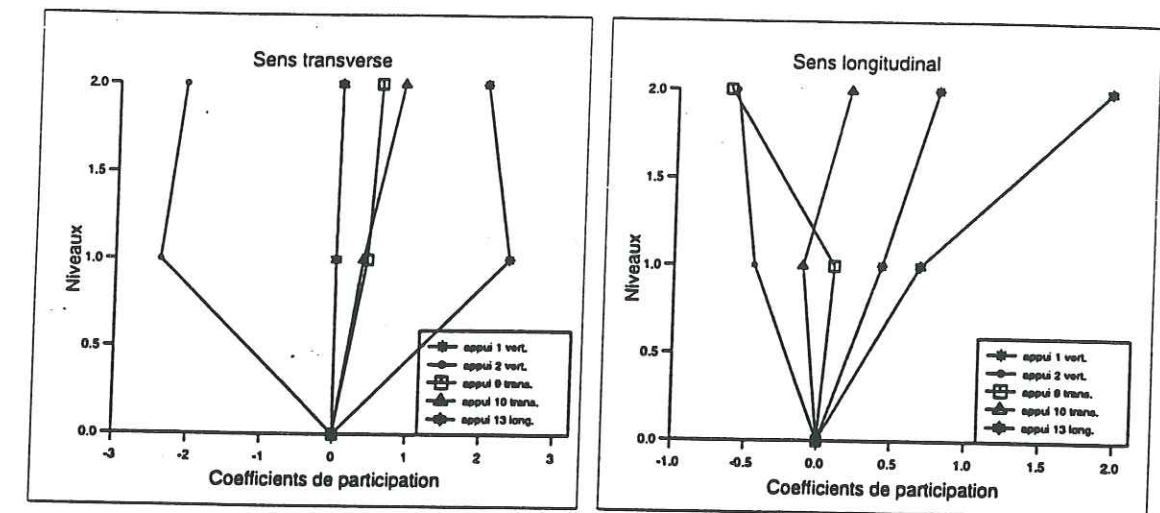


Fig. IV.14 - Marshall Electronic Group, Miltipas (Bât. 35) - Séisme LP89 - Influence des "appuis" sur le mouvement de la structure.

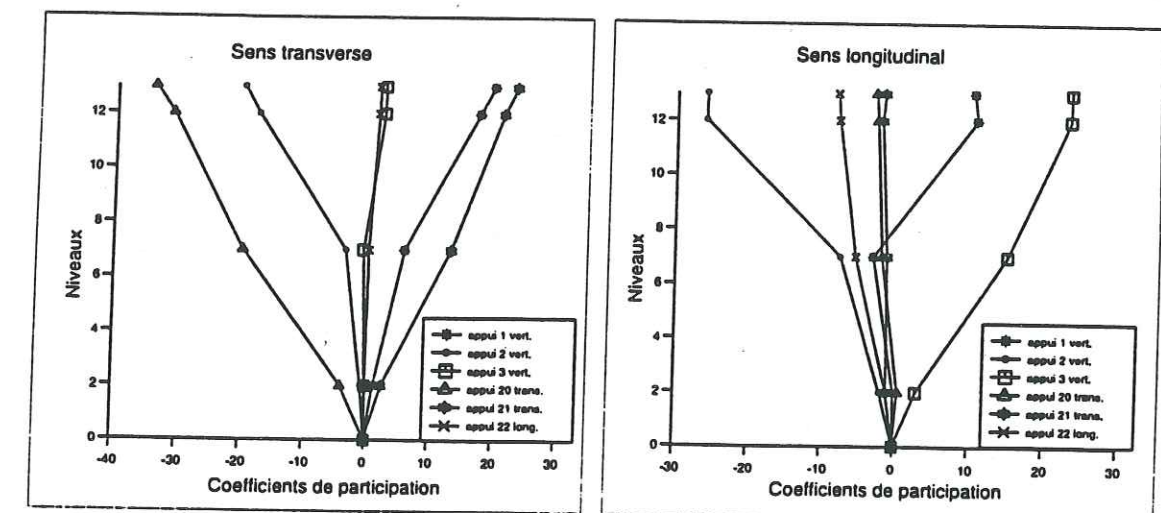


Fig. IV.15 - Santa Clara County (Bât. 35) - Séisme LP89 - Influence des "appuis" sur le mouvement de la structure.

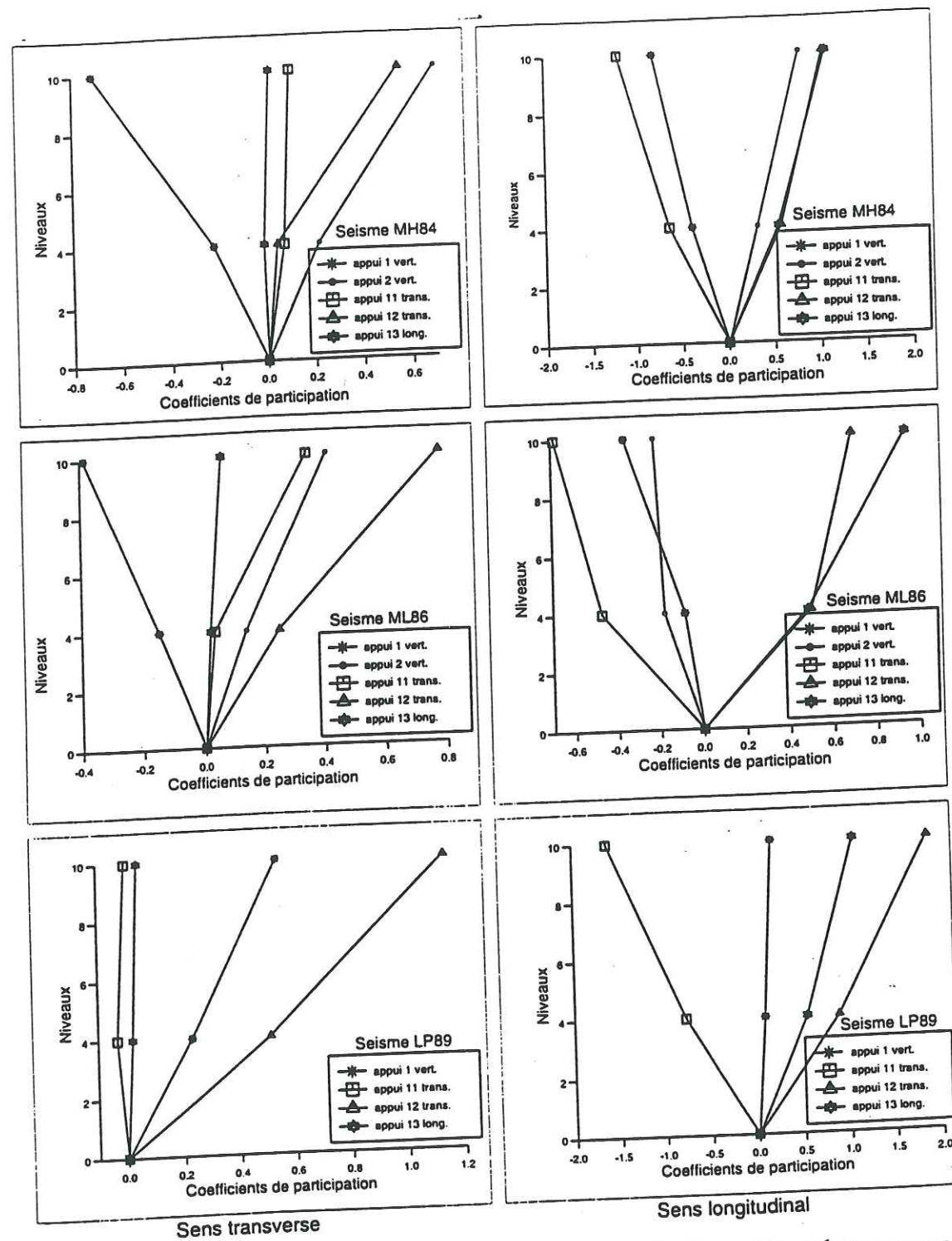


Fig. IV.16 - Great Western Savings (Bât. 38) - Influence des "appuis" sur le mouvement de la structure.

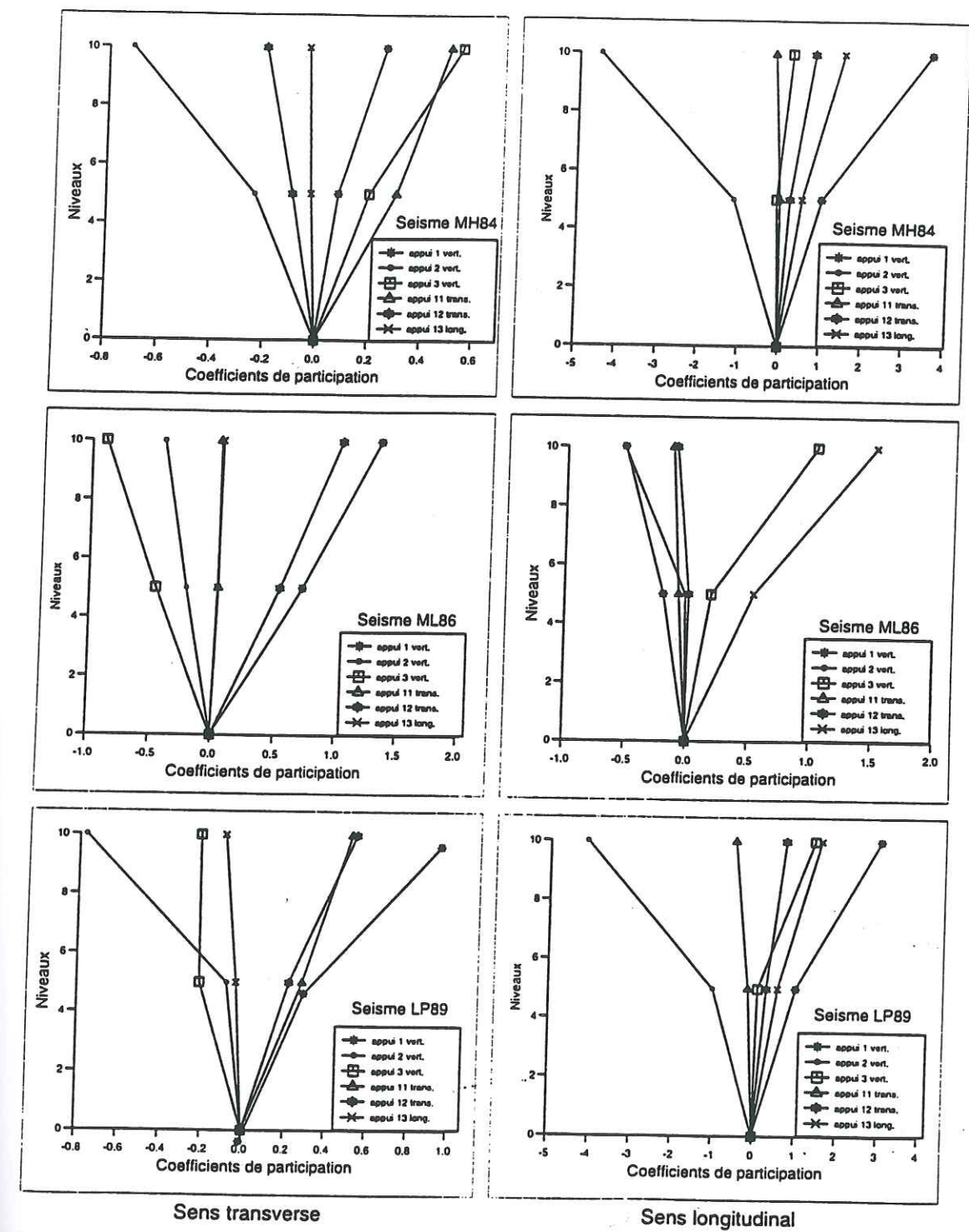


Fig. IV.17 - Town Park Towers (Bât. 23) - Influence des "appuis" sur le mouvement de la structure.

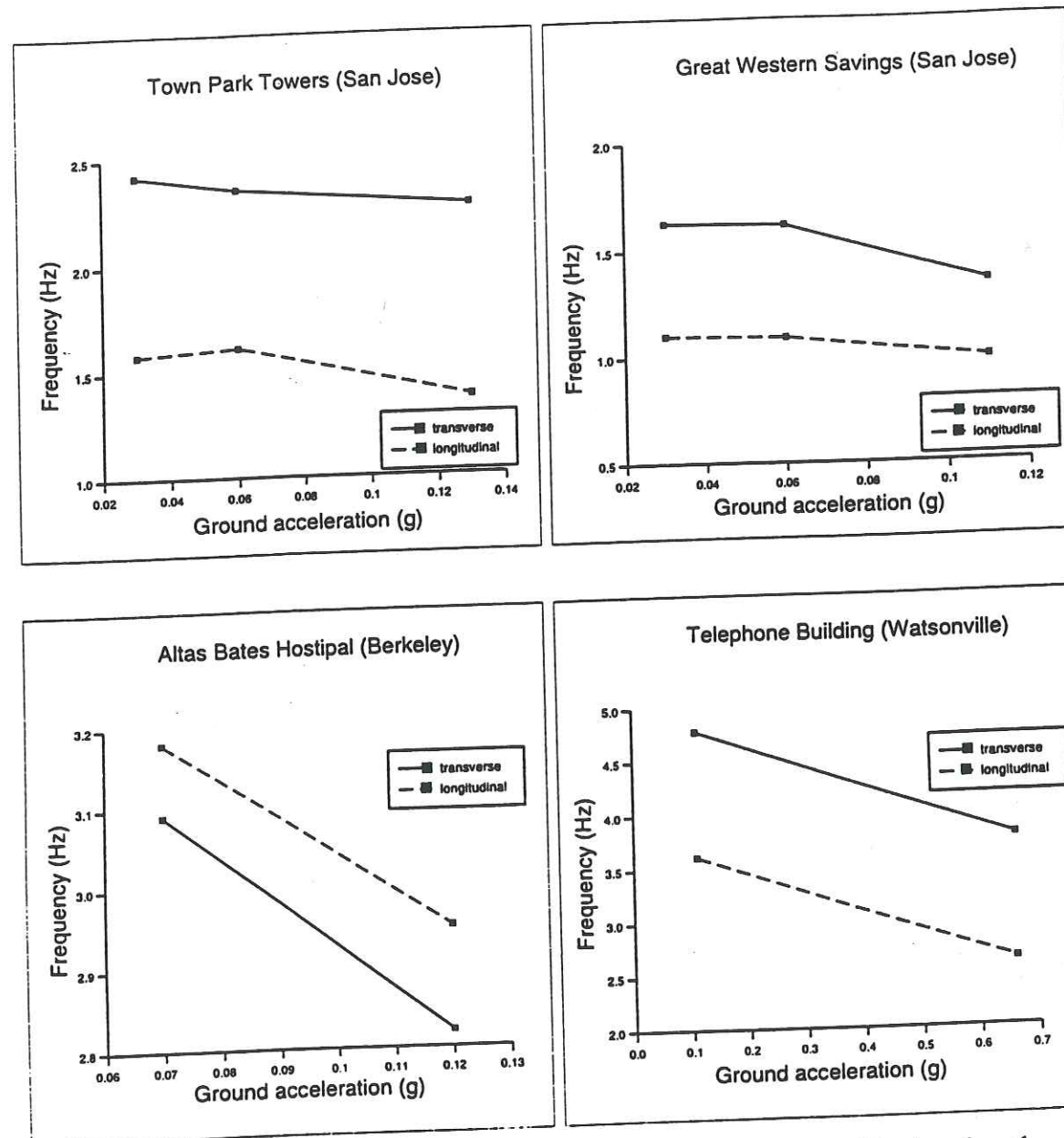


Fig. IV.18 - Variation de la fréquence du bâtiment en fonction de l'accélération du sol (séismes MH84, BH86, ML86 et LP89)

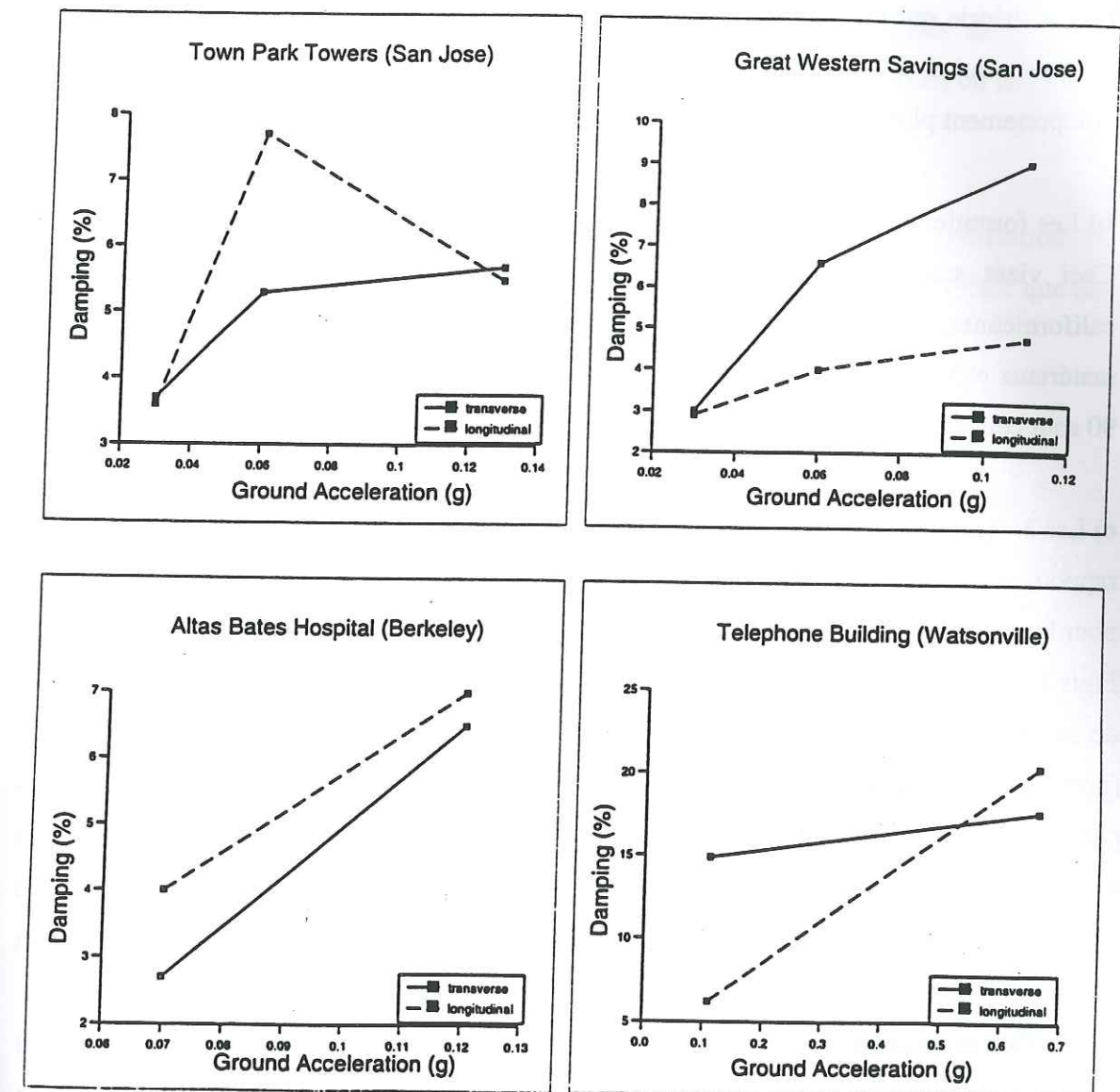


Fig. IV.19 - Variation de l'amortissement du bâtiment en fonction de l'accélération du sol (séismes MH84, BH86, ML86 et LP89)

IV- CONCLUSION

A l'issue de cette étude statistique, les observations suivantes s'imposent:

a) Les structures autostables, c'est-à-dire celles qui sont contreventées par des portiques, sont mieux identifiables, l'erreur est plus faible, la dispersion moins grande. Ceci confirme que la théorie qui est établie pour l'analyse des structures s'adapte mieux au système en portiques qui a un comportement plus simple. Les structures en murs ont par contre un comportement plus complexe, qui justifient les études détaillées du type CASSBA.

b) Les formules du RPA88 sont celles qui approchent le mieux les fréquences identifiées. Ceci vient sans doute du fait que ces formules sont établies à partir de données californiennes, donc à partir de données recueillies sur des bâtiments ayant les mêmes matériaux et les mêmes systèmes que ceux identifiés dans cette étude. Les formules AFPS 90 sont celles qui s'en éloignent le plus.

c) Les 3 règlements (RPA88, AFPS90 et UBC88) se situent du côté de la sécurité, avec un rapport moyen des accélérations spectrales, trop faible peut-être (1.07 pour les portiques) pour le code algérien, vu que la qualité de la construction est loin d'être aussi bonne qu'aux Etats Unis. Dans le cas des AFPS90, il est à notre sens un peu élevé (1.7 et 1.4 dans le cas de sol ferme et meuble, respectivement). Pour l'UBC88, ce rapport est proche de 1.0 (portiques métalliques et murs en béton armé) et vaut aux environs de 1.1 pour les portiques en béton armé. Ceci explique que les bâtiments considérés dans cette étude ont sans doute été conçus avec ces mêmes règles parasismiques, où les formules qui ont servi à l'estimation de leurs périodes propres sont similaires à celles des règles algériennes et américaines.

Le coefficient de sécurité (par rapport à ce qui a été observé) des règles algériennes devrait à notre avis être augmenté pour tenir compte de la qualité réelle de la construction en Algérie. Ceci ne pourrait être fait qu'après une étude menée sur des bâtiments algériens.

d) Il apparaît, d'après cette étude, que l'amortissement n'est pas le même pour les 2 structures autostables en béton armé et métalliques, ces dernières ont un coefficient d'amortissement plus faible. Par contre il est pratiquement le même dans le cas des structures à murs seuls et des structures mixtes (murs et portiques).

e) Les formes propres estimées dans cette étude sont proches de celles proposées par les recommandations de l'AFPS.

f) L'identification multi-excitations, qui prend en compte le couplage entre les modes transversaux et longitudinaux ainsi que le phénomène de l'interaction sol-structure, a permis de mieux cerner le comportement des bâtiments. Elle a permis aussi de voir l'influence des appuis verticaux, c'est à dire l'interaction sol-structure, dont on ne tient pas compte en général dans le calcul de structures de bâtiments.

Il serait donc intéressant de faire un calcul numérique en prenant plusieurs excitations à la fois pour estimer l'amplitude du mouvement qui doit, en principe, être plus faible que celle du modèle mono-excitation. et limite ainsi les efforts.

CHAPITRE V

**VULNERABILITE DU BATI EXISTANT- EXEMPLE DE
L'AGGLOMERATION GRENOBLOISE.**

Chapitre V- VULNERABILITE DU BATI EXISTANT- EXEMPLE DE L'AGGLOMERATION GRENOBLOISE.

I- INTRODUCTION

Le risque sismique a significativement augmenté ces dernières décennies du fait que les grandes villes, dans les régions sujettes aux tremblements de terre et notamment dans les pays du tiers-monde, se sont développées rapidement (accroissement des populations et forte urbanisation), et que la demande en logement a souvent été telle que la construction s'est faite au détriment de la qualité. Evaluer ce risque et le connaître est nécessaire pour toute politique de planification. Une façon de l'estimer est d'effectuer des études de vulnérabilité du bâti existant. Ceci permettra de protéger (progressivement) toutes les constructions qui n'ont pas fait l'objet de calcul parasismiques telles que les monuments historiques, les habitations en maçonnerie ...etc., en les renforçant pour augmenter leur capacité de résistance, ou en détruisant celles qui ne peuvent l'être pour des raisons économiques ou techniques et qui représentent un danger pour les personnes et les biens.

Les 4 étapes principales d'une étude d'évaluation du risque sismique sont (Spence et al. 1992):

- Evaluation de l'aléa sismique
- Inventaire et catégorisation des éléments soumis au risque
- Evaluation de la vulnérabilité de chaque élément
- Convolution aléa*vulnérabilité

Il existe trois méthodes pour déterminer les fonctions de vulnérabilité pour des constructions:

- Méthode empirique basée sur l'évaluation des dommages après séisme. Lors des campagnes post-sismiques, l'évaluation des dégâts par des spécialistes de Génie Parasismique ou du moins par des ingénieurs ayant une expérience dans la construction,

peut mener à des corrélations entre les paramètres caractérisant les mouvements du sol et les dommages à certaines catégories de constructions.

- Méthode expérimentale basée sur des essais sur modèles réduits. Les tests, en laboratoire, se font de plus en plus sur des prototypes de bâtiments à des échelles assez grandes. L'exemple de Cassba en est un exemple récent (cf. chapitre III).

- Méthode théorique basée sur le calcul numérique de structures représentatives. Les programmes informatiques permettent actuellement de faire des modélisations et des calculs très poussés. Mais, si on veut l'appliquer aux bâtiments existants, souvent anciens, on se heurte d'une part à la méconnaissance des plans structuraux, et d'autre part à une très mauvaise connaissance des caractéristiques mécaniques des matériaux.

Dans ce contexte et pour avoir une idée sur le risque encouru, une pré-étude de vulnérabilité sur un échantillon représentatif de bâtiments du parc HLM de la ville de Grenoble a été engagée en utilisant des méthodes d'analyse simples: méthode de la matrice de vulnérabilité, indice de vulnérabilité, analyse statique suivant les normes parasismiques AFPS90.

En outre, compte tenu des écarts entre les formules des règles AFPS90 et les formules identifiées sur les bâtiments californiens, et de la différence du bâti en Californie et en France, des mesures de fréquence sur un grand nombre de bâtiments sont effectuées pour essayer d'établir des corrélations entre ces fréquences propres et certains paramètres (hauteur, largeur, matériau, type de structure) de l'édifice. De nouvelles formules de la période propre sont proposées et comparées à celles des recommandations AFPS90 et des codes algérien et américain (UBC).

Le contexte géologique et géotechnique de l'agglomération de Grenoble, est assez particulier dans la mesure où elle se situe pour l'essentiel sur une couche d'alluvions d'au moins 500 m au milieu de la chaîne des Alpes. En effet si, au départ, la ville s'est construite au pied du Rachais, de part et d'autre de l'Isère, elle s'est étendue par la suite dans toute la vallée.

Même si Grenoble se trouve dans une zone à faible sismicité, sa forte urbanisation sur un site à amplification importante (Lebrun & Hatzfeld) fait qu'elle présente un risque significatif non négligeable qu'il est nécessaire d'estimer pour déterminer les priorités.

Dans cette étude préliminaire, seule la première méthode (empirique) sera utilisée.

II- TECHNIQUES UTILISEES

II.1- Matrices de vulnérabilité

II.1.1- Echelle macrosismique MSK 64

La méthode directe des matrices de vulnérabilité donne, par catégorie de bâtiment (béton armé, maçonnerie, etc.) le taux de dommage en fonction d'un des paramètres particuliers du mouvement sismique (intensité, accélération maximale, réponse spectrale). La matrice la plus utilisée est celle qui donne le taux de dommages en fonction de l'intensité sismique. La fonction Dommage-Intensité reste la meilleure corrélation avec des dispersions assez faibles. Ceci est sans doute dû au fait que les échelles d'intensité sont établies à partir des observations faites sur les constructions endommagées par le séisme.

La figure V.1 représente les courbes de vulnérabilité, de 3 classes de bâtiments, établies par Karnik et al. (1984) sur la base de l'échelle d'intensité MSK 64 (corrélation entre le taux de dommage et l'intensité macrosismique résumée dans le tableau V.1).

Les types de constructions A, B et C sont définis comme étant:

Type A: maisons en argile, pisé, briques crues; maisons rurales; constructions en pierres tout venant.

Type B: constructions en briques ordinaires ou en blocs de béton; constructions mixtes maçonnerie-bois; constructions en pierres taillées.

Type C: constructions armées; constructions de qualité en bois.

Type de construction	Intensité macrosismique MSK64						
	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI
A	0.001	0.015	0.227	0.565	0.825	0.950	1.000
B	0	0.001	0.057	0.227	0.565	0.825	0.950
C	0	0	0.010	0.072	0.227	0.565	0.900

Tableau. V.1 - Taux de dommage des constructions de catégorie A, B et C de l'échelle MSK 64 (Karnik et al, 1984)

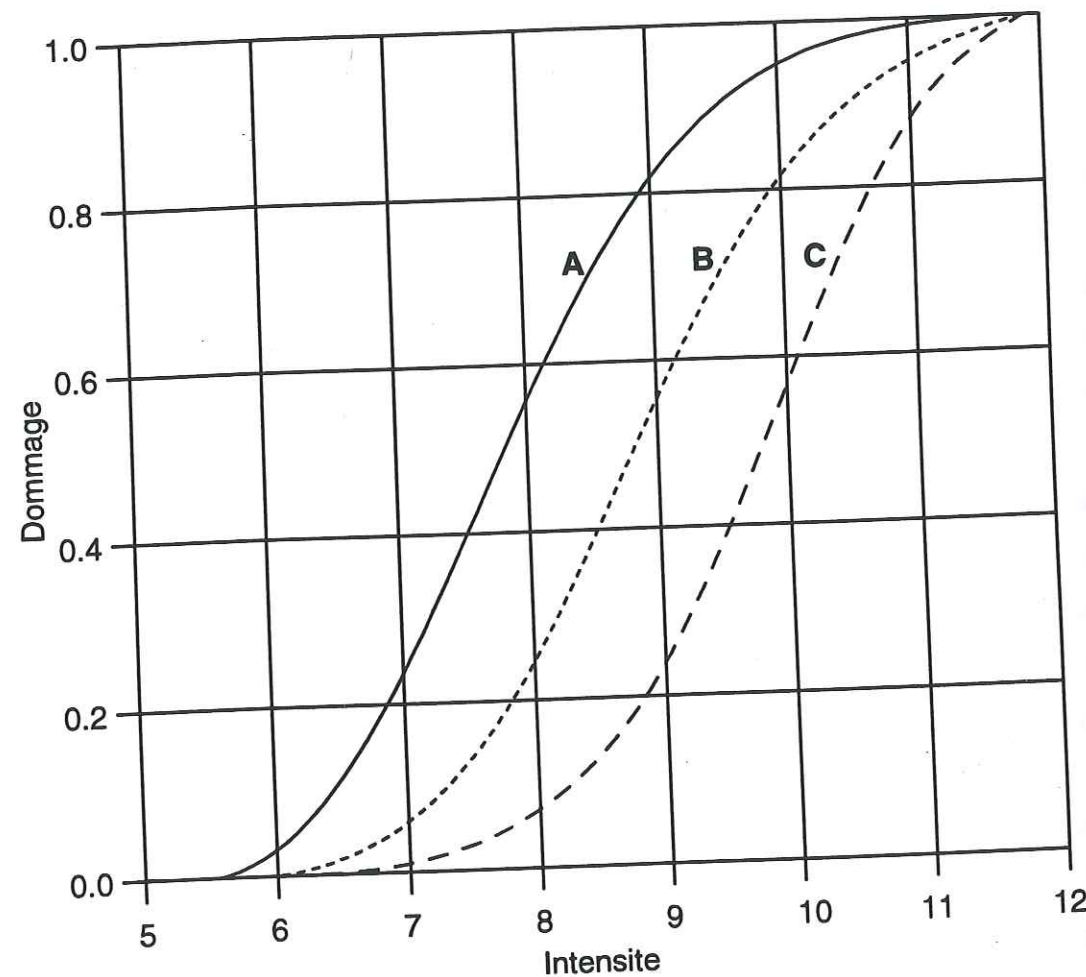


Fig. V.1 - Courbes de vulnérabilité relatives à l'échelle MSK 64

Les niveaux de dommages, introduits par l'échelle MSK 64, sont définis de la manière suivante:

Niveau 0 : Pas de dommage.

Niveau 1 : Dommages légers (petites fissures dans les plâtres, chute de petites plaques de plâtre).

Niveau 2 : Dommages modérés (petites fissures dans les murs, chute d'assez gros blocs de plâtre, chute de tuiles, fissures dans les cheminées ou chute de parties de cheminées).

Niveau 3 : Sérieux dommages (fissures larges et profondes dans les murs, chutes de cheminées).

Niveau 4 : Effondrement partiel (brèches dans les murs, effondrement partiel de l'édifice, séparation des parties solidaires de la structure, destruction totale des murs de remplissage et des cloisons).

Niveau 5 : Effondrement total de l'édifice.

La figure V.2 montre la représentation graphique des taux de dommage en fonction du niveau de dommage.

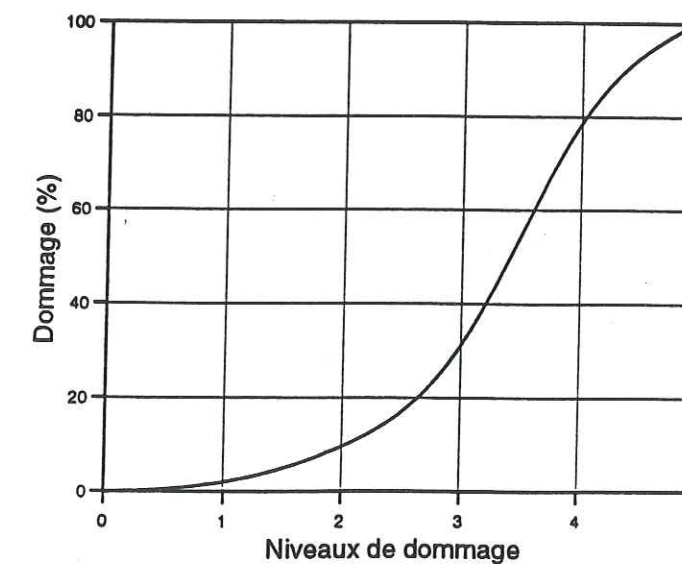


Fig. V.2 Taux de dommage correspondant à chaque niveau de dommage (Karnik et al., 1984)

II.1.2- Echelle Macrosismique Européenne des intensités EMS92

L'échelle Macrosismique Européenne des intensités (EMS92) dérive de l'échelle MSK64. En effet les principales modifications qui ont été effectuées sur cette dernière portent sur la définition des classes de bâtiments: la notion de capacité de résistance au séisme (classes de vulnérabilité) est introduite pour différencier, dans une même classe de bâtiments, entre les différentes structures calculées au séisme et celles qui ne l'ont pas été. Elles portent aussi sur la définition des quantités des habitations endommagées (peu, beaucoup, la plupart), où une incertitude est introduite sur l'intervalle des pourcentages de ces dernières.

La philosophie de l'échelle MSK64 repose sur 3 niveaux d'effets du tremblement de terre:

- Effets sur les personnes et leur environnement
- Effets sur les structures (dommages)
- Effets sur les sites naturels

Dans la nouvelle échelle EMS92, le nombre de 3 niveaux a été gardé mais l'arrangement a été modifié de la manière suivante:

- Effets sur les humains
- Effets sur les objets et la nature (sont exclus les dommages sur les bâtiments, les effets sur le sol et les fissures dans le sol)
- Dommages dans les bâtiments

II.1.2.1- Fonctions de vulnérabilité relatives à l'EMS 92

La perte probable de la valeur (DR en %) d'une construction est définie par son niveau de dommage (DC). Le niveau 3 correspond à une perte de valeur de 30% (cf. figure V.2). Chaque degré d'intensité sur l'échelle correspond à un certain nombre (N) de bâtiments de catégorie c endommagés au degré DC. Si des bâtiments d'une certaine catégorie sont endommagés au niveau 3 (30% de perte), d'autres bâtiments de la même catégorie sont certainement endommagés aux niveaux 2 (10%) et 1 (2%), voire 4 et 5. Le taux de dommage moyen (formule V.1), pour une classe de bâtiments, est alors la somme des pourcentages de dommages (2%, 10% et 30%, par exemple) correspondant aux nombres de bâtiments (N_i) endommagés aux niveaux 1, 2 et 3.

$$V = \frac{\sum_{i=1}^5 N_i \times (DR)_i}{100} \quad (\text{Karnik et al., 1984):} \quad (V.1)$$

V : Taux de dommage moyen.

N_i : Pourcentage de bâtiments endommagés au degré i (Tab. V.2)

$(DR)_i$: Taux de dommage moyen pour la catégorie de dommage $(DC)_i$

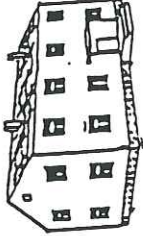
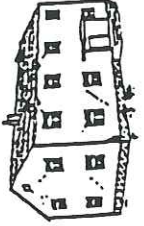

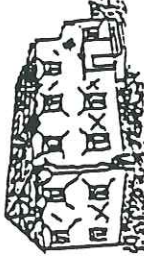

DC	1	2	3	4	5
DR (%)	2	10	30	80	100

Tableau V.2 : Pourcentage de dommage (DR) en fonction du niveau de dommage (DC)

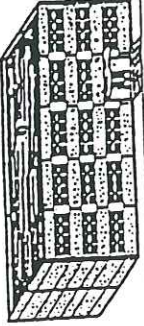
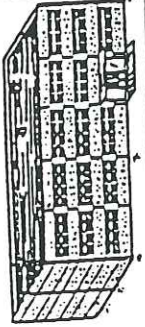



Pour l'évaluation des niveaux de dommage 1 à 5, l'échelle EMS 92 donne des exemples pour les constructions en béton armé et les constructions en maçonnerie (Tab. V.3).

L'échelle EMS 92 utilise donc 6 catégories différentes de bâtiments (au lieu de 3 pour MSK 64), définies comme suit:

- **Classe A** : maçonnerie en pierraille tout-venant, maçonnerie en briques de terre (adobe).
- **Classe B** : maçonnerie en pierres simples, maçonnerie en briques non armée, maçonnerie en blocs de béton.
- **Classe C** : maçonnerie en pierres massives, maçonnerie en briques avec des planchers en béton armé, constructions en béton armé non calculées au séisme.
- **Classe D** : maçonnerie en briques armée, constructions en béton armé avec un minimum de conception antisismique, constructions en bois.
- **Classe E** : constructions en béton armé avec une conception antisismique modérée.
- **Classe F** : constructions en béton armé avec une grande conception antisismique.

Grade 1: Negligible to slight damage (no structural damage) hair-line cracks in very few walls; fall of small pieces of plaster only. Fall of loose stones from upper parts of buildings in very few cases only.	
Grade 2: Moderate damage (slight structural damage, moderate non-structural damage) cracks in many walls; fall of fairly large pieces of plaster; parts of chimneys fall down.	
Grade 3: Substantial to heavy damage (moderate structural damage, heavy non-structural damage) large and extensive cracks in most walls; paniles or slates slip off. Chimneys are broken at the roof line; failure of individual non-structural elements.	
Grade 4: Very heavy damage (heavy structural damage, very heavy non-structural damage). serious failure of walls; partial structural failure.	
Grade 5: Destruction (very heavy structural damage) total or near total collapse.	

Constructions en maçonnerie

Grade 1: Negligible to slight damage (no structural damage) fine cracks in plaster over frame members and in partitions.	
Grade 2: Moderate damage (slight non-structural damage) hair-line cracks in columns and beams; mortar falls from the joints of suspended wall panels; cracks in partition walls; fall of pieces of brittle cladding and plaster.	
Grade 3: Substantial to heavy damage (moderate structural damage, heavy non-structural damage) cracks in columns with detachment of pieces of concrete; cracks in beams.	
Grade 4: Very heavy damage (heavy structural damage, very heavy non-structural damage). severe damage to the joints of the building skeleton with destruction of concrete and prouision of reinforcing rods; partial collapse; tilting of columns.	
Grade 5: Destruction (very heavy structural damage) total or near total collapse.	

Constructions en béton armé

Tableau V.3 - Définition des niveaux de dommage 1 à 5 (EMS 92)

L'échelle est donc définie de la manière définie dans le tableau V.4

Type of Structure	Vulnerability Class
	A B C D E F
MASONRY	<div> <div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> </div> <div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> </div> <div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> </div> <div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> </div> <div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> </div> <div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> </div> </div>
REINFORCED CONCRETE (RC)	<div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> </div> <div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> </div> <div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> </div> <div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> </div>
WOOD	<div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> </div> <div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> <div>○</div> </div>

○ most likely vulnerability class; — probable range;
..... range of less probable, exceptional cases

Tableau V.4 - Définition des constructions en classes de vulnérabilité (EMS 92)

Intensité	Classe de bâtiments									
	A	DC	B	DC	C	DC	D	DC	E	DC
	N(%)		N(%)		N(%)		N(%)		N(%)	
5	100-a	0	100	0	100	0	100	0	100	0
6	a	1								
	.2w	0	1.w	0	100-a	0	100	0	100	0
	.8w	1	b	1	a	1				
	b	2	a	2						
	a	3								
7	.1w	0	.2w	0	.1w	0	(100-a)	0	100	0
	.2w	1	.8w	1	b	1	a	1		
	.7w	2	b	2	a	2				
	b	3	a	3						
	a	4								
8	0	0	.1w	0	.2w	0	.1w	0	(100-a)	0
	.1w	1	.2w	1	.8w	1	b	1	a	1
	.2w	2	.7w	2	b	2	a	2		
	.7w	3	b	3	a	3				
	b	4	a	4						
	a	5								
9	0	0	0	0	.1w	0	.2w	0	.1w	0
	0	1	.1w	1	.2w	1	.8w	1	b	1
	.1(100-b)	2	.2w	2	.7w	2	b	2	a	2
	.2(100-b)	3	.7w	3	b	3	a	3		
	.7(100-b)	4	b	4	a	4				
	b	5	a	5						
10	0	0	0	0	0	0	.1w	0	.2w	0
	0	1	0	1	.1w	1	.2w	1	.8w	1
	.1(100-c)	2	.1(100-b)	2	.2w	2	.7w	2	b	2
	.2(100-c)	3	.2(100-b)	3	.7w	3	b	3	a	3
	.7(100-c)	4	.7(100-b)	4	b	4	a	4		
	c	5	b	5	a	5				
11	0	0	0	0	0	0	0	0	.1w	0
	0	1	0	1	0	1	.1w	1	.2w	1
	.1(100-c)	2	.1(100-c)	2	.1(100-b)	2	.2w	2	.7w	2
	.2(100-c)	3	.2(100-c)	3	.2(100-b)	3	.7w	3	b	3
	.7(100-c)	4	.7(100-c)	4	.7(100-b)	4	b	4	a	4
	c	5	c	5	b	5	a	5		
12	100	5	100	5	100	5	100	5	100	5

Tableau V.5 : Pourcentage des bâtiments endommagés (N) au niveau de dommage (DC) correspondant à chaque degré d'intensité de l'échelle EMS-92
 $a = 0-20\%$ (peu); $b = 20-60\%$ (beaucoup); $c = 60-100\%$ (la plupart); $w = 100-(a + b)$; $z = 100-(b+c)$

L'échelle EMS92 définit dans une idée pseudo-quantitative de la répartition des dommages, pour une intensité sismique et pour chaque classe de construction (A à F) données, le nombre de bâtiments endommagés pour tous les niveaux de dommages DC (1 à 5). Par exemple pour l'intensité 8 et pour la classe B elle donne de 0 à 20% de bâtiments endommagés au degré 4 et entre 20 et 60% endommagés au degré 3. Le tableau V.5 a été complété en distribuant le reste des bâtiments (en supposant que la totalité des bâtiments se répartissent sur l'ensemble des niveaux de dommages 0 à 5) à raison de 70%, 20% et 10% sur les niveaux inférieurs quand l'échelle ne donne rien pour au moins 3 de ces mêmes niveaux inférieurs, 80% et 20% pour 2 niveaux inférieurs et, 100% pour un seul niveau inférieur.

Les fonctions de vulnérabilité relatives à l'échelle EMS92 ont été établies sur la base de la formule V.1

Pour tenir compte des incertitudes sur les quantités des habitations endommagées, un tirage au sort (le nombre de mille tirages a été considéré) sur les plages relatives à ces quantités (peu, beaucoup, la plupart) telles que définies dans cette échelle, a été effectué sur les nombres N.

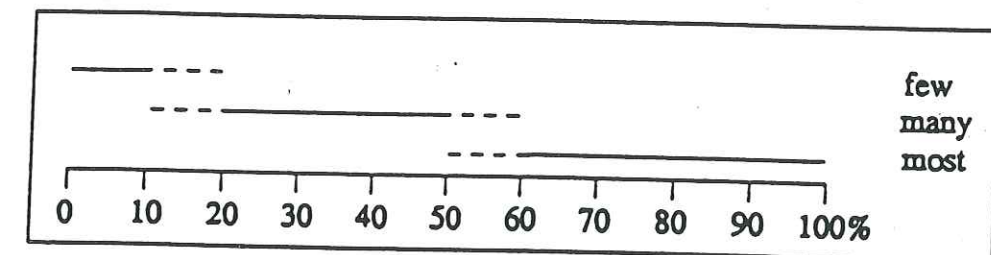


Fig. V.3 Définition des quantités de bâtiments endommagés (EMS 92)

La figure V.4 représente les courbes (moyenne et moyenne +/-Ecart type) des taux de dommages en fonction de l'intensité, relatives à cette échelle, pour les classes de bâtiments de classes A, B, C, D,E et F telles qu'elles y sont définies (tableau V.4):

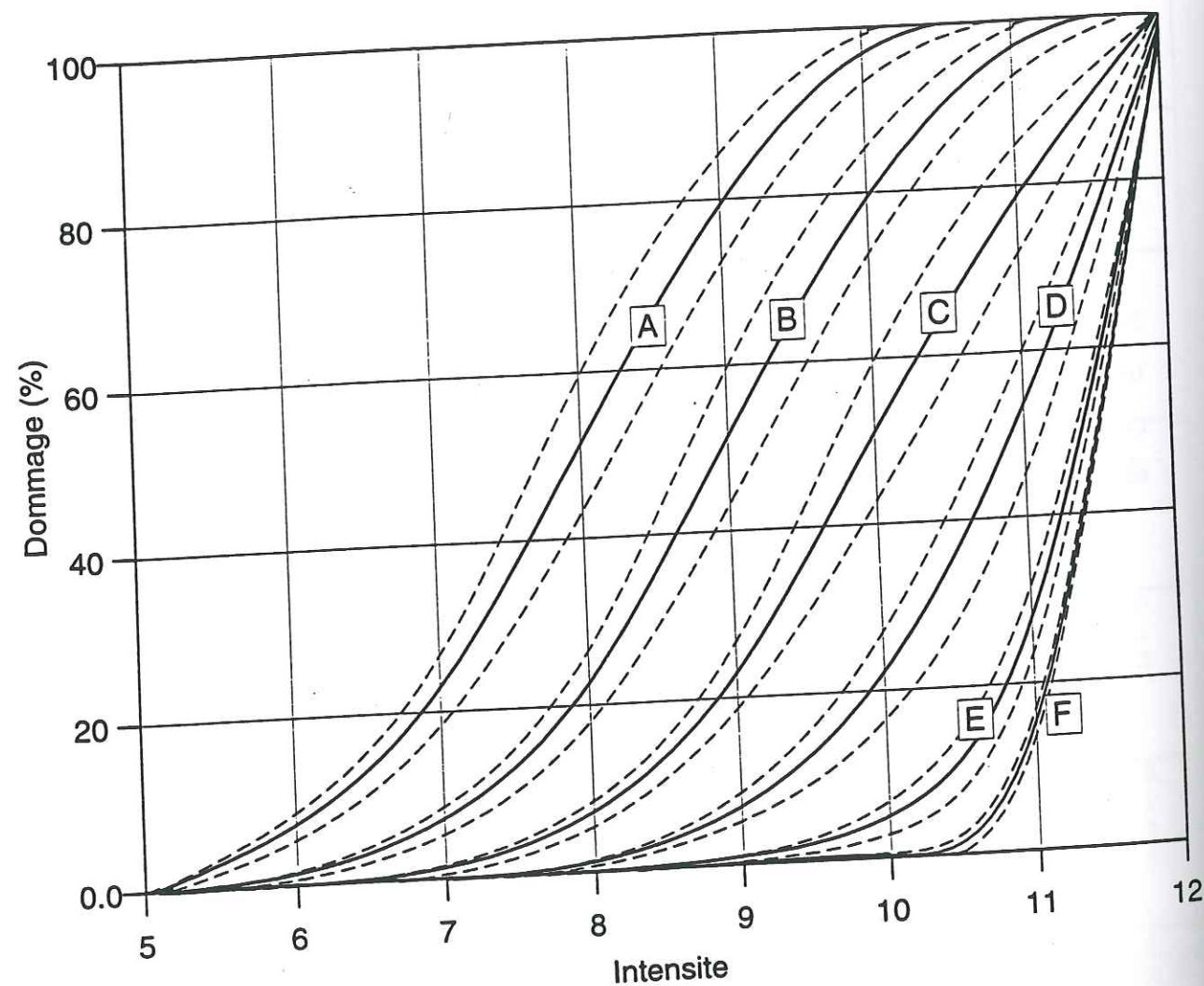


Fig. V.4 - Courbes de vulnérabilité des 6 classes de bâtiments de l'échelle EMS 92

— Moyenne
 Moyenne \pm écart-type

II.2 - Fonctions de vulnérabilité d'après Cochrane et Schaad

Cochrane et Schaad (1992), se basant sur des données existantes dans la littérature et sur des données provenant d'enquêtes post-sismiques, ont trouvé que la vulnérabilité d'un bâtiment était influencée par plusieurs facteurs: âge, valeur assurée, usage, sol de fondation, hauteur du bâtiment, régularité et symétrie, qualité de la construction et type de matériaux. Pour construire les fonctions de vulnérabilité reliant le taux de dommage moyen à l'intensité MMI, ils affectent un poids à chacun de ces facteurs. Les courbes présentées sur la figure V.4bis pour les 6 classes (3A, 3B, 3C, 4A, 4B et 4C) sont établies sur la base d'un âge moyen de 30 ans, d'un sol "sédiments compacts", des conditions de régularité situées entre "régularité normale" et "irrégularité modérée".

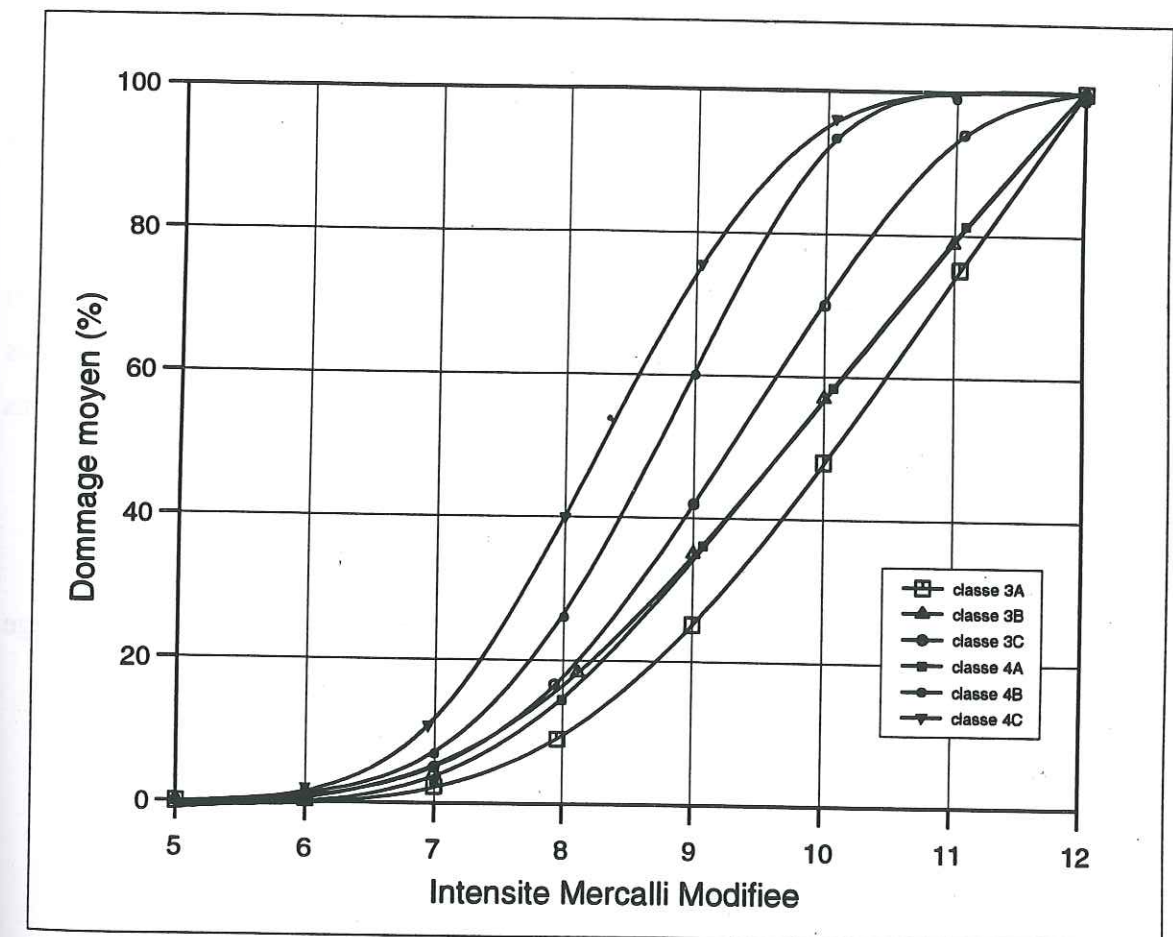


Fig. V.4bis - Courbes de vulnérabilité de bâtiments de différents types de matériaux d'après Cochrane & Schaad (1992).

Classe 3A : Portiques en béton armé avec murs en béton armé ou en briques.

Classe 3B : Portiques en béton armé sans murs de cisaillement et avec des murs de remplissage en béton précontraint, en briques, des vitres, etc.

Classe 3C : Portiques en béton précontraint avec des planchers suspendus, avec ou sans murs de cisaillement.

Classe 4A : Murs en béton armé, précontraint, maçonnerie armée ou murs en blocs de béton creux.

Classe 4B : Murs en briques non armées ou en blocs de béton pleins.

Classe 4C : Murs en blocs de béton creux non armés.

II.3- Echelle PSI (Parameterless Scale of Intensity)

Une nouvelle méthodologie numérique de quantification des dégâts sur une échelle d'intensité sismique, échelle PSI (Parameterless Scale of Intensity), a été mise au point par Spence et al. (Spence et al. 1992) en vue d'obtenir une meilleure fiabilité des fonctions de vulnérabilité. Cependant, il faut reconnaître que cette échelle est encore loin d'être utilisée dans la pratique.

Ces fonctions de vulnérabilité sont corrélées aux mouvements du sol effectivement enregistrés au lieu d'être estimés à partir des degrés des échelles d'intensité traditionnelles MSK et MM. Ceci s'obtient en évaluant les dommages au voisinage des stations d'enregistrement dans un rayon de 400 mètres.

La définition de cette échelle est basée sur les points suivants:

- La proportion de bâtiments d'une classe donnée C subissant un degré de dommage D, suit une loi gaussienne en fonction de l'intensité ψ :

$$D_{\psi} = \int_{-\infty}^{\psi} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\psi-\mu}{\sigma}\right)^2\right] d\psi \quad (V.4)$$

où ψ et σ dépendent de C et de D.

- Le point central de l'échelle PSI, correspondant à une valeur arbitrairement choisie de 10, est défini comme étant l'intensité requise pour causer 50% de dommages de niveau

D3 (dommages importants) aux bâtiments en maçonnerie de briques (notée "BB1") (Fig. V.5a).

- L'unité de l'échelle PSI est définie comme correspondant à un écart-type σ (D3, BB1) de 2.5

La classification des constructions, basée sur celle de l'échelle MSK64, est plus détaillée pour les besoins de l'échelle PSI (Tab. V.6)

Les fonctions de vulnérabilité (détaillées dans le tableau V.7) des différentes classes de constructions définies dans le tableau V.6 sont représentées sur la figure V.5b.

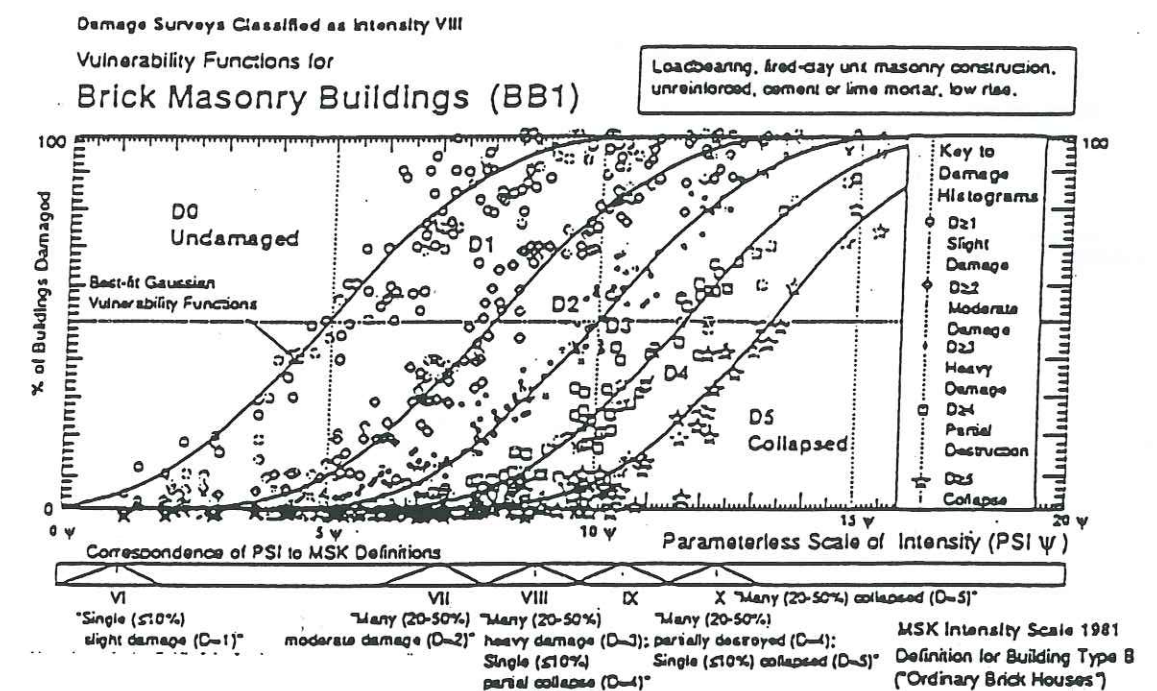


Fig. V.5a - Fonctions de vulnérabilité correspondant aux niveaux de dommages D1 à D5, issues de la distribution des dommages pour les bâtiments en maçonnerie de briques non armée (Spence et al. 1992).

	Définition MSK64	Classification PSI
Structures non calculées au séisme	Maçonnerie type A	AR Maçonnerie en pierres
		AE constructions en terre
		AA Maçonnerie en briques de terre crues (adobe)
	Maçonnerie type B	BB1 Maçonnerie de briques non renforcée
		BB2 Maçonnerie en briques chaînée ou avec des diaphragmes
		BC Maçonnerie en blocs de béton
		BD Maçonnerie en pierres taillées
	Constructions type C	CC Portiques en BA non-sismique
Structures calculées au séisme	Structures - portiques	CT constructions en bois
		DB Maçonnerie armées
		DC Portiques en BA calculés au séisme
		DP Structures en BA préfabriquées
		DH Structures mixtes Acier-BA
		DS Structures en Acier

Tableau V.6 - Classification des constructions de l'échelle PSI (Spence et al., 1992)

		D1	D2	D3	D4	D5
BB1 Maçonnerie de briques non renforcée	μ	4.9	7.8	10.0	11.6	13.3
	σ	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
CC Portiques en BA non-sismique	μ	7.9	10.3	11.3	12.9	14.1
	σ	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
AR Maçonnerie en pierres	μ	3.2	5.9	8.2	9.8	11.7
	σ	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
AA Maçonnerie en briques de terre crues (adobe)	μ	3.9	6.6	8.9	10.5	12.4
	σ	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
BB2 Maçonnerie en briques chaînée ou avec des diaphragmes	μ	6.5	9.4	11.6	13.2	14.9
	σ	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
BC Maçonnerie en blocs de béton	μ	5.6	8.5	10.7	12.3	14.0
	σ	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
BD Maçonnerie en pierres taillées	μ	4.0	7.1	9.0	10.5	12.4
	σ	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
DB Maçonnerie armées	μ	7.5	10.6	13.0	15.0	17.0
	σ	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5

Tableau V.7 - Paramètres des fonctions de vulnérabilité en échelle 'PSI' pour les constructions les plus répandues

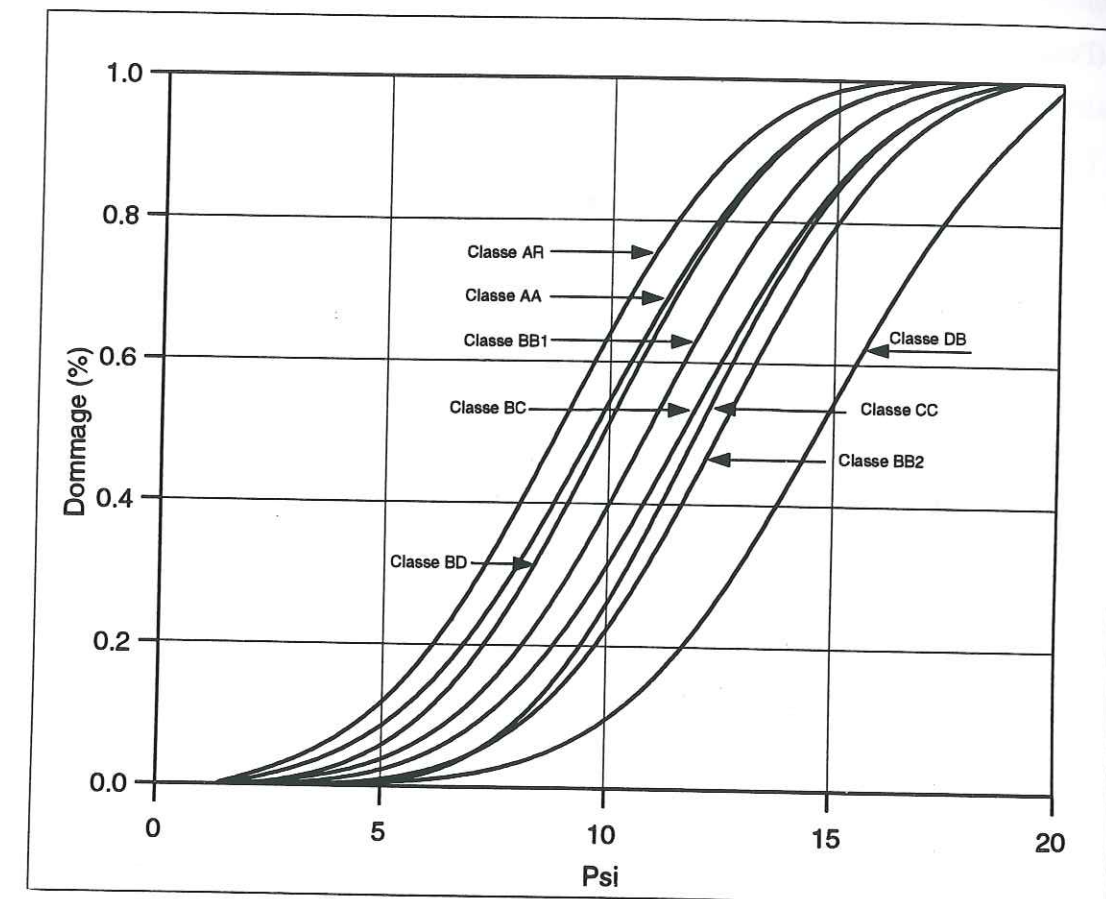


Fig. V.5b - Vulnérabilité de bâtiments relative à l'échelle PSI

Notes: classe AR=maçonnerie en pierres; classe AA=maçonnerie en briques de terre crues; classe BB1=maçonnerie en briques non renforcée; classe BB2=maçonnerie en briques chaînée ou avec des diaphragmes; classe BC=maçonnerie en blocs de béton; classe BD=maçonnerie en pierres taillées; classe CC=portiques en béton armé non sismiques; classe DB=maçonnerie armée.

Une première régression linéaire (tableau V.8) a été établie entre le paramètre PSI et certains paramètres du mouvement du sol (Phga, Prsa, Mrsa), dont il convient cependant de relativiser la fiabilité car elle ne porte que sur une moyenne de 13 points de mesure.

Phga (Peak horizontal ground acceleration) est la plus grande des 2 composantes horizontales en accélération

Prsa (Peak response spectral acceleration) à 5% d'amortissement, représente la plus grande des valeurs pic des spectres horizontaux.

Mrsa (Mean response spectral acceleration) est la moyenne des deux spectres de réponse horizontaux, sur la bande de période 0.1-0.3s avec un amortissement de 5%.

Paramètre du mouvement du sol	a	b	n	σ
Log(Phga)	2.04	0.051	14	0.144
Log(Prsa)	2.52	0.052	12	0.152
Log(Mrsa)	2.27	0.056	12	0.145

Tableau V.8 - Régression entre PSI et les paramètres du mouvement du sol
a: constante; b: pente; n: nombre de données; σ : écart-type
($\text{Log(Phga)} = a + b\psi$)

La faible valeur de b comparée à σ (environ 1/3) montre le flou et la faible signification de ces corrélations.

Les figures V.6 à V.9 montrent le taux de dommage, pour toutes les classes, en fonction des accélérations Phga et Mrsa, sur la base de ces corrélations. On y remarque la grande dispersion due à la faible corrélation de ces dernières avec le paramètre PSI.

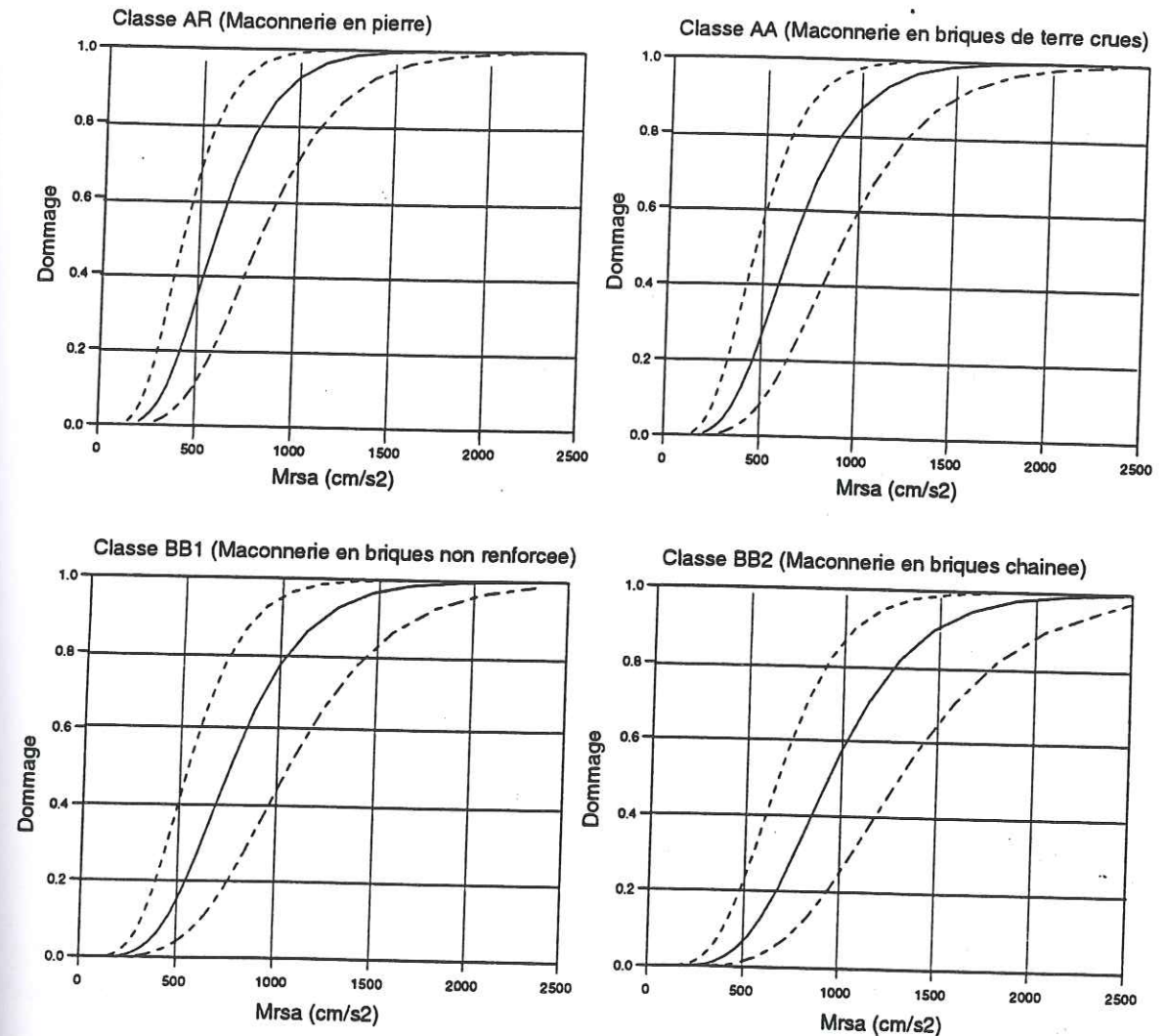


Fig.V.6 : Vulnérabilité de bâtiments relative à l'échelle PSI
Trait continu : Mrsa moyen; trait pointille fin : Mrsa - écart-type;
trait pointille : Mrsa + écart-type

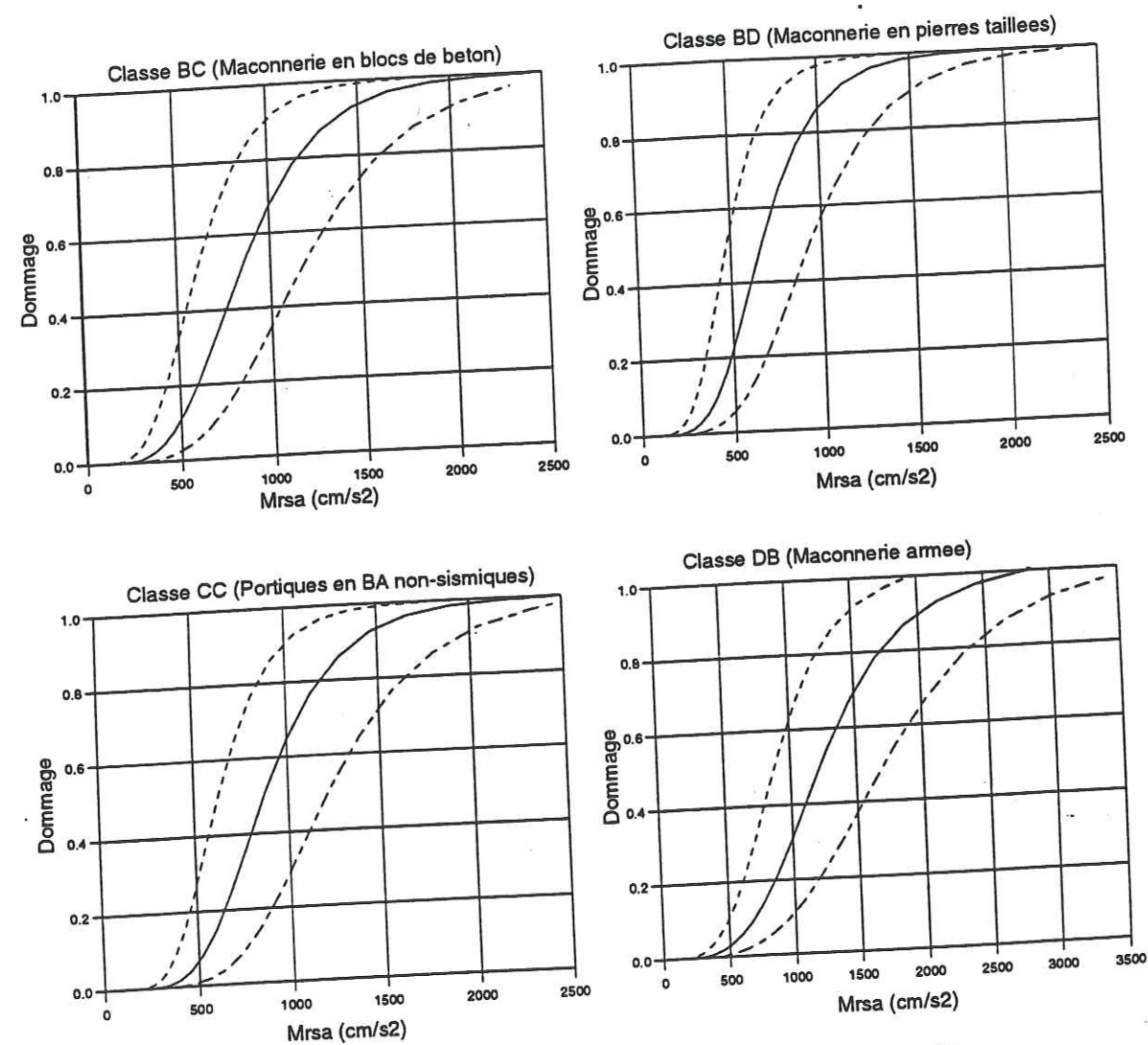


Fig. V.7 : Vulnérabilité de batiments relative a l'echelle PSI
 Trait continu : M_{rsa} moyen; trait pointille fin : M_{rsa} - ecart-type;
 trait pointille : M_{rsa} + ecart-type

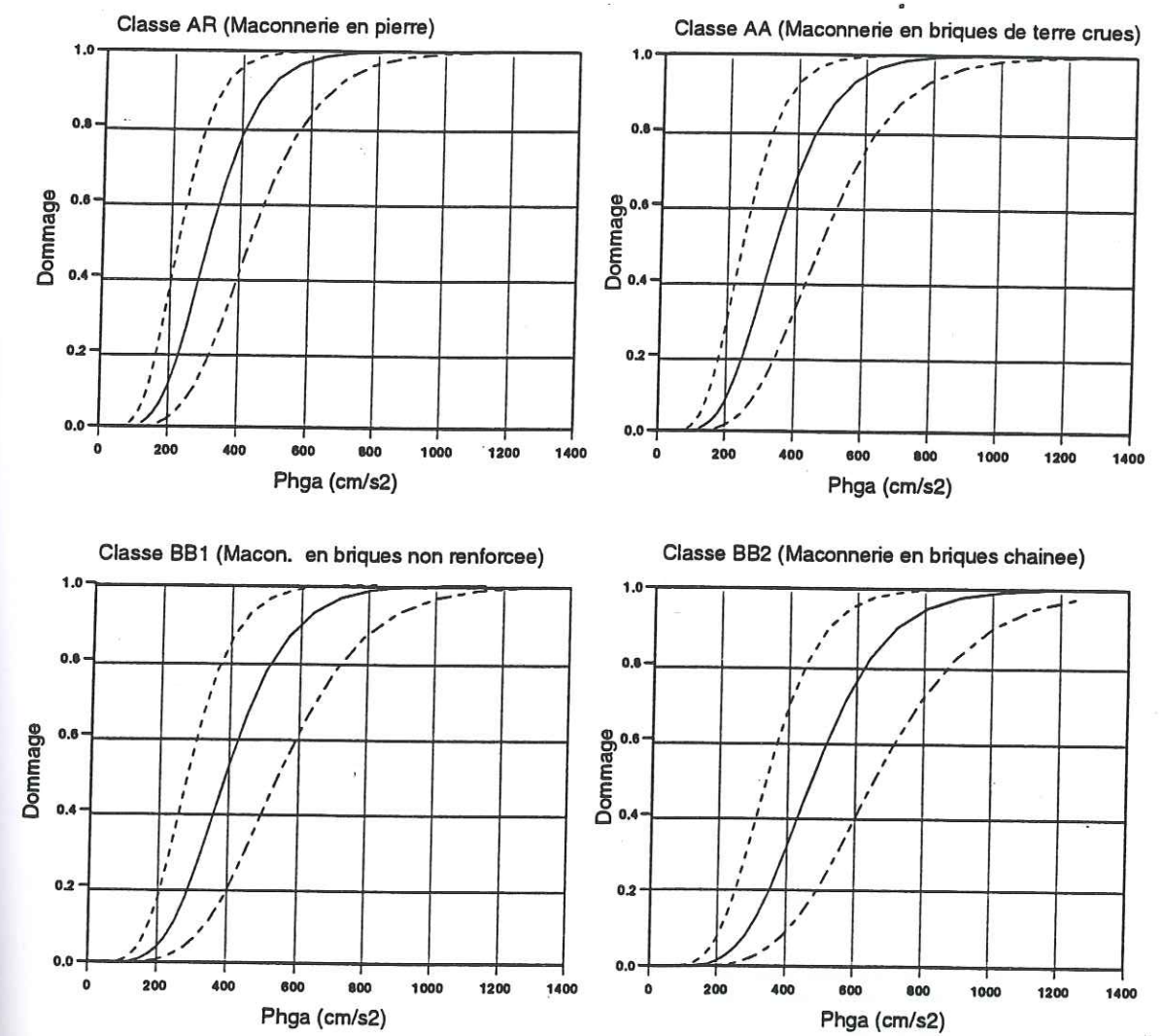


Fig. V.8 : Vulnérabilité de batiments relative a l'echelle PSI
 Trait continu : $Phga$ moyen; pointille fin : $Phga$ - ecart-type;
 trait pointille : $Phga$ + ecart-type

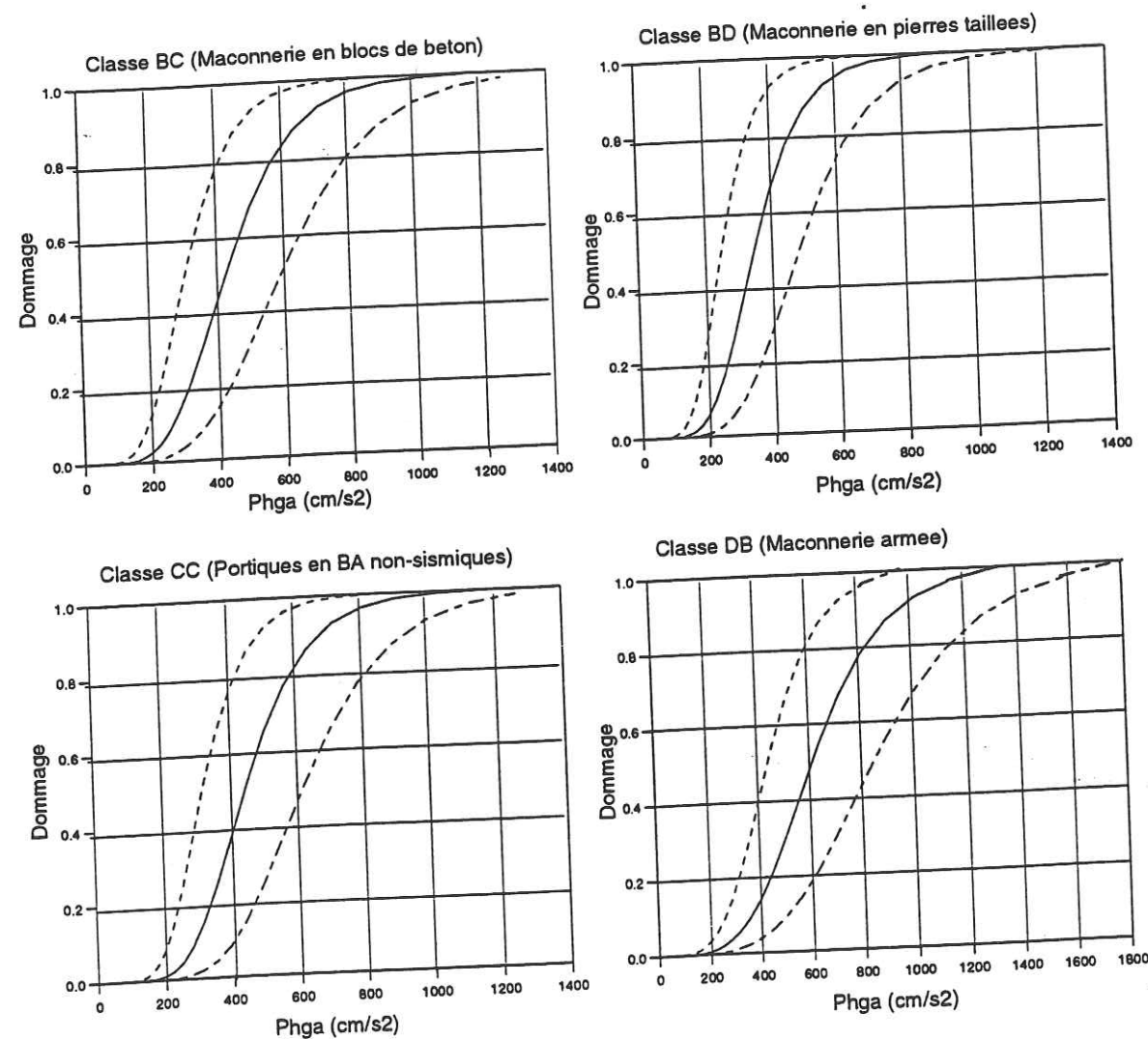


Fig. V.9 : Vulnérabilité de bâtiments relative à l'échelle PSI
 Trait continu : Phga moyen; trait pointille fin : Phga - écart-type;
 trait pointille : Phga + écart-type

II.4- Indice de vulnérabilité

Benedetti et al. (1988) ont proposé d'établir pour chaque bâtiment un "diagnostic de vulnérabilité", basé sur l'observation d'un certain nombre de caractéristiques essentiellement structurales ou géométriques (détaillées dans le tableau V.9). Ces caractéristiques sont ensuite pondérées par des coefficients établis par observation des dommages et corrélés avec l'intensité macrosismique déterminée par ailleurs.

Sur la base de l'indice de vulnérabilité VI ainsi obtenu par la somme de ces facteurs pondérés, on peut alors estimer, à l'aide de relations empiriques, les taux de dommages d attendu pour une intensité I, par la formule:

$$d(VI, I) = a_0(I) + a_1(I) VI + a_2(I) VI^2 \quad (V-5)$$

VI : indice de vulnérabilité

I : intensité sismique

les a_i sont les coefficients de régression (pour une intensité donnée) de données recueillies sur des constructions en maçonnerie après des séismes survenus en Italie. Les courbes ainsi obtenues sont représentées sur la figure V.10

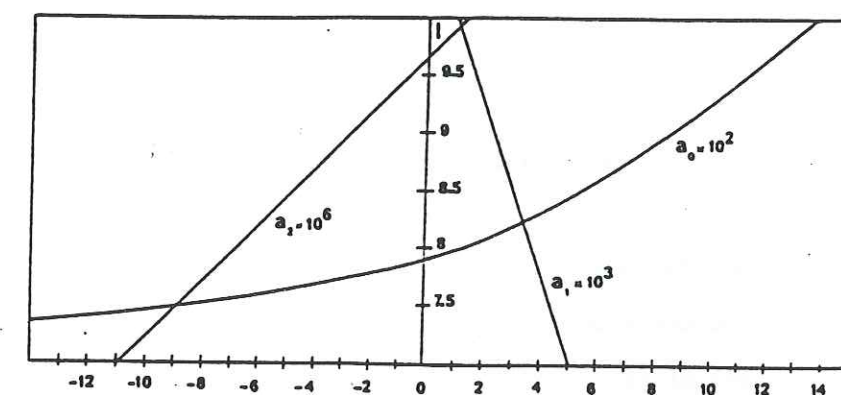


Fig. V.10 - Coefficients de régression a_i de la formule V.5, en fonction de l'intensité (Benedetti et al, 1988)

Elément	Classe				Poids	Indice Partiel
	A	B	C	D		
1 Liaison des murs	0	5	20	45	1.0	
2 Type de murs	0	5	25	45	0.25	
3 Condition de sol	0	5	25	45	0.75	
4 Résistance globale à l'effort tranchant	0	5	25	45	1.5	
5 Régularité en plan	0	5	25	45	0.50	
6 Régularité en élévation	0	5	25	45	*	
7 Planchers	0	5	15	45	*	
8 Toiture	0	15	25	45	*	
9 Détails	0	0	25	45	0.25	
10 Conditions générales d'entretien	0	5	25	45	1.0	
Indice Global						

Tableau V.9 - Tableau pour l'évaluation de l'indice de vulnérabilité

* Ce facteur poids est laissé à l'appréciation de l'opérateur.

Le poids attribué à chaque élément vaut 0 (classe A) si cet élément est conforme aux règles parasismiques. Il vaut 45 si cet élément est très vulnérable (non conforme aux règles parasismiques). Les valeurs 5 (classe B) et 25 (classe C) correspondent à des cas où l'élément se situe entre "parasismique" et "très vulnérable".

Par exemple le premier élément du tableau décrit la qualité de l'organisation des éléments verticaux:

Classe A : Constructions conformes aux normes parasismiques.

Classe B : constructions ayant des chaînages en béton armé ou des tirants en acier à chaque étage, et ayant des jonctions entre les murs perpendiculaires.

Classe C : constructions sans chaînages en béton armé ni tirants en acier à chaque étage, mais ayant des jonctions entre les murs perpendiculaires.

Classe D : Constructions avec de très mauvaises liaisons ou aucune entre les murs perpendiculaires (beaucoup de bâtiments anciens, dans lesquels les murs sont simplement construits adjacents aux autres, rentrent dans cette catégorie).

L'effort de cisaillement admissible du mur (élément N° 4 du tableau V.9) est évalué avec une formule empirique, et classé en A si le rapport q entre cet effort et le poids total de l'édifice est supérieur à 0.4, classé en B si q est compris entre 0.24 et 0.4, classé en C si q est compris entre 0.16 et 0.24, et classé en D si q est inférieur à 0.16.

III- CHOIX DES BATIMENTS

III.1- Bref historique de l'urbanisation grenobloise (Joly & Parent, 1988).

Au début du XIX^{ème} siècle, Grenoble n'est encore qu'une petite ville regroupée au pied de la Bastille, de part et d'autre de l'Isère, et ceinturée de fortifications qui assuraient sa protection contre les attaques des armées venues des régions avoisinantes (Fig. V.11). Elle comptait alors 20 000 habitants environ.

Pratiquement toute l'industrie de cette époque est implantée en dehors des fortifications. Cette industrie comprenait la fabrication du ciment et de la chaux.

Les matériaux les plus utilisés qui ont servi à la réalisation des constructions de cette ville de ce début du XIX^{ème} siècle, sont outre le bois et l'acier, la pierre, les briques de chaux, le ciment, le plâtre et la chaux. Il faut aussi mentionner une spécialité grenobloise en ce qui concerne les matériaux de constructions: c'est la 'pierre factice', mélange de ciment et d'agréats de couleur utilisée dans les pourtours des portes et fenêtres.

L'architecture est simple, on distingue néanmoins 2 modes de constructions: le premier concerne les immeubles (de 4 à 5 étages) bâtis à partir de murs mitoyens porteurs d'une longueur pouvant atteindre 20 m et des façades non-porteuses. Le deuxième concerne les constructions à murs mitoyens porteurs et façades porteuses. L'ossature des planchers est généralement constituée de poutrelles en bois (parfois métalliques) et les linteaux sont des poutres en métal.

Les terrains alluvionnaires sont parfois difficilement constructibles à cause de la profondeur de la nappe et des fondations sur pieux sont souvent utilisées pour les bâtiments de quelque importance. Ces pieux, toujours en bois auraient maintenant 'disparu' dans certains cas (rue Très-Cloître) à cause de la baisse du niveau de la nappe.

Vers les années 30 du XIX^{ème} siècle, les fortifications sont élargies et la ville amorce son extension vers le sud. Les nouvelles constructions, qui constituent la nouvelle ville, sont réalisées autour d'une place centrale qui est actuellement la place Verdun (Fig. V.12).

Jusqu'aux environs de 1880, la vieille ville 'stagne' à cause des fortifications qui l'empêchent de s'étendre et, on n'assiste qu'à des surélévations des immeubles, des constructions dans les cours et les jardins pour résoudre le problème du logement.

Plus tard l'extension se fait vers l'ouest rejoignant ainsi le Drac (Fig. V.13).

Le béton armé fait son apparition au début du XX^{ème} siècle et va se généraliser à partir des années 30. Le bâtiment Prisunic du centre ville est l'un des premiers construits avec ce matériau (1910-1912). La charpente métallique ne sera utilisée qu'à la fin de la première guerre mondiale (immeuble rue de Paris). Néanmoins la pierre de taille et la 'pierre factice' continuent de régner.

Ce n'est qu'après la Seconde Guerre mondiale que Grenoble connaît sa véritable expansion dans toute la vallée en englobant les communes périphériques (Saint-Martin-d'Hères, Fontaine, etc.). A la fin de la Seconde Guerre mondiale l'agglomération de Grenoble compte environ 40000 logements. Il en sera construit 7000 de plus entre 1945 et 1954. Le 'boom immobilier' suit cette dernière période et on réalise 27000 logements entre 1954 et 1962, et 20000 dans la période 1962-1965. Les grands ensembles qui voient ainsi le jour, imposent une architecture simple et un mode de construction rapide. L'immense majorité des immeubles de cette époque, ont donc des formes en 'barre' de plusieurs dizaines de mètres atteignant une dizaine de niveaux (Mistral) et en tours atteignant une quinzaine de niveaux (Mistral, Teisseire...); ils sont tous réalisés en préfabrication lourde, avec des structures essentiellement en voiles porteurs, et en béton armé.

Le plus grand ensemble jamais réalisé à Grenoble reste sans doute la Villeneuve qui s'étend sur environ 330 hectares dans les 3 communes de Grenoble, Eybens et Echirolles. Réalisée sur une période de plus de 17 ans (1965-1983), elle est composée de 3 quartiers qui sont le Village Olympique, l'Arlequin et les Baladins. L'architecture est aussi simple donnant une forme en barre aux immeubles et des tours carrées.

L'architecture du quartier Arlequin est assez particulière (Joly & Parent 1988): les rues piétonnes se trouvent sous les immeubles d'une dizaine d'étages, et occupent toute leur largeur sur toute la ligne. La hauteur de ces passages est celle qui correspond à 2 étages (Fig. V.14).



Fig. V.11 - Grenoble vers le milieu du XIX^{ème} siècle

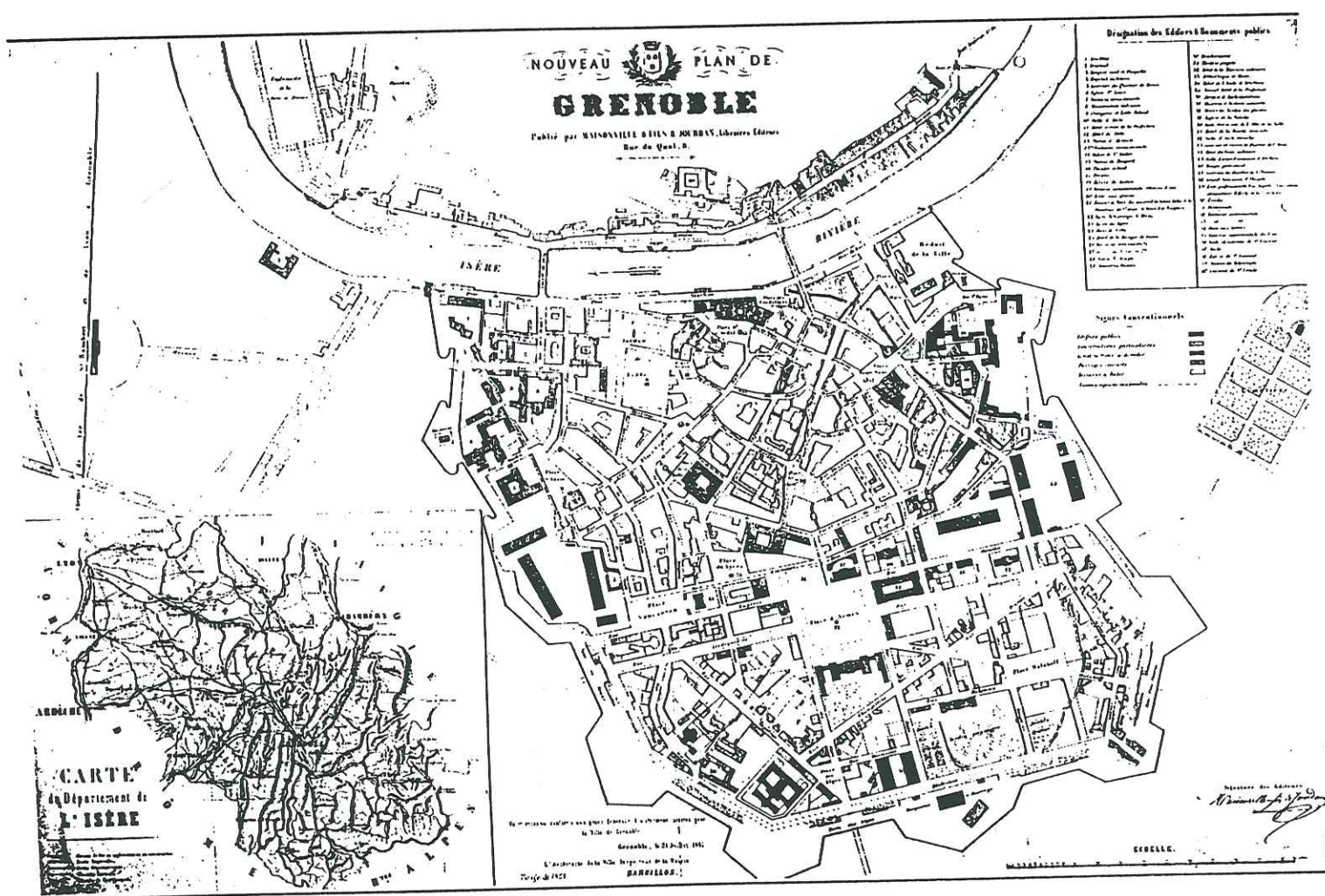


Fig. V.12 - Plan de la ville de Grenoble datant de 1861

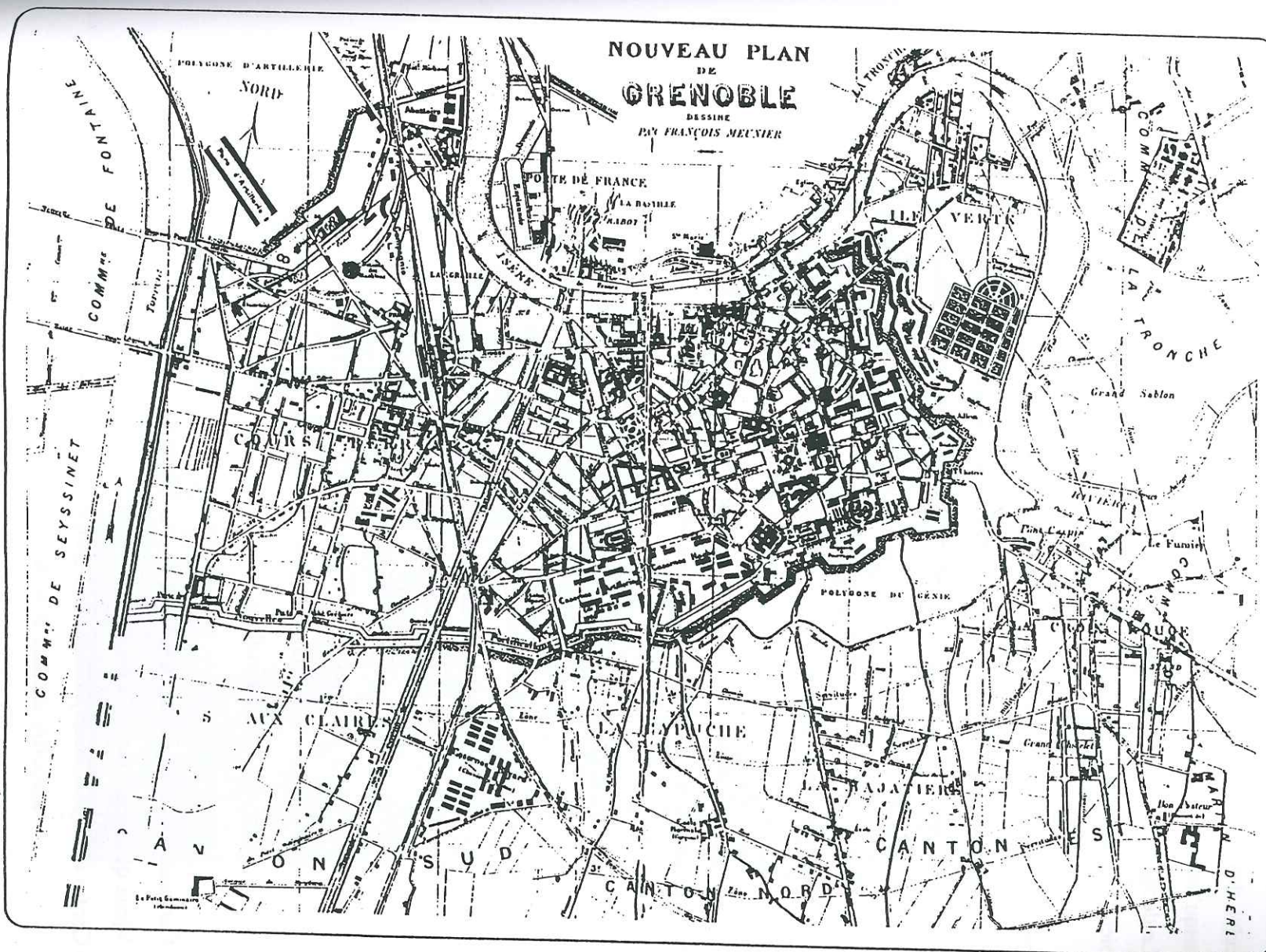


Fig. V.13 - Extension de la ville à l'Ouest vers le Drac

Un autre ensemble vit le jour vers le milieu des années 80: le quartier Hoche construit sur le terrain libéré par les casernes Hoche. Les bâtiments de 4 à 5 niveaux ont des rez-de-chaussée constitués d'arcades d'une hauteur parfois de 2 étages. Le système constructif est celui des murs en béton armé coulés en place qui par endroits ne se prolongent pas jusqu'aux fondations (voir les plans du bâtiment A en annexe C). Le découpage spatial (Fig. V.15) fait par Joly et Parent (Joly & Parent 1988) montre assez bien l'évolution de la ville depuis le début du XIX-ème siècle.

Dans cette pré-étude, nous nous sommes limités surtout aux bâtiments en murs porteurs (murs en béton armé coulés en place ou préfabriqués), construits donc pour l'essentiel après les années 50. Il y a eu cependant quelques exceptions avec 4 bâtiments en portiques en béton armé (Tab. V.10bis) et 3 en maçonnerie (Tab. V.10ter). Nous nous sommes adressés aux offices HLM OPALE (Ville de Grenoble) et OPAC (Agglomération grenobloise) pour sélectionner quelques bâtiments, en fonction de leur accessibilité pour effectuer des mesures, ainsi que de la disponibilité des plans. Si le premier critère était aisé le second critère s'est révélé être crucial: il n'existe quasiment plus de plans structuraux pour les bâtiments antérieurs à 1980 qui constituent l'essentiel du bâti, et de celui de qualité "médiocre".

Les bâtiments sélectionnés (Tableau V.10, figure V.15a) sont situés dans les quartiers suivants:

- Hoche (constructions en BA coulé en place, 1980-1985)
- Mistral (constructions en BA, préfabrication lourde, 1930-1970)
- Village olympique (constructions en BA, préfabrication lourde, 1960-1975)
- Europole (constructions en BA coulé en place, 1990)
- D'autres bâtiments gérés par l'OPAC dans différents quartiers:
 - * Malfangeat (Saint Martin d'Hères), préfabrication lourde.
 - * Pierre Semart (Echirolles), structures mixtes (murs et portiques en béton armé)
 - * Auvergne (Echirolles) préfabriqué.
- Campus (constructions en BA coulé en place datant des années 60)
- Vieux quartiers (quai Perrière)
- Centre ville (rue Thiers), constructions en portiques en béton armé datant des années 30.

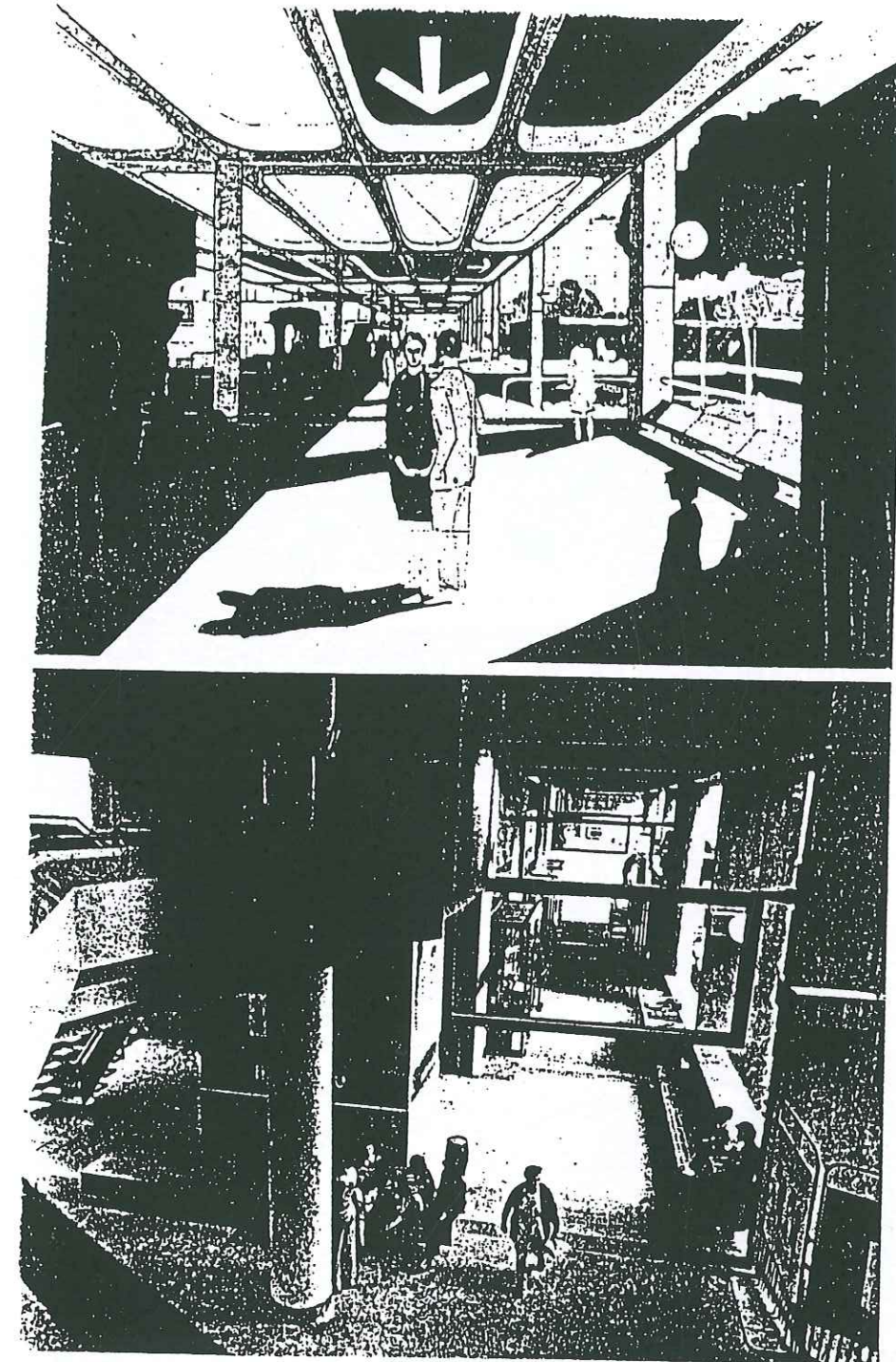


Fig. V.14 - Vue d'une rue piétonne dans le quartier Arlequin

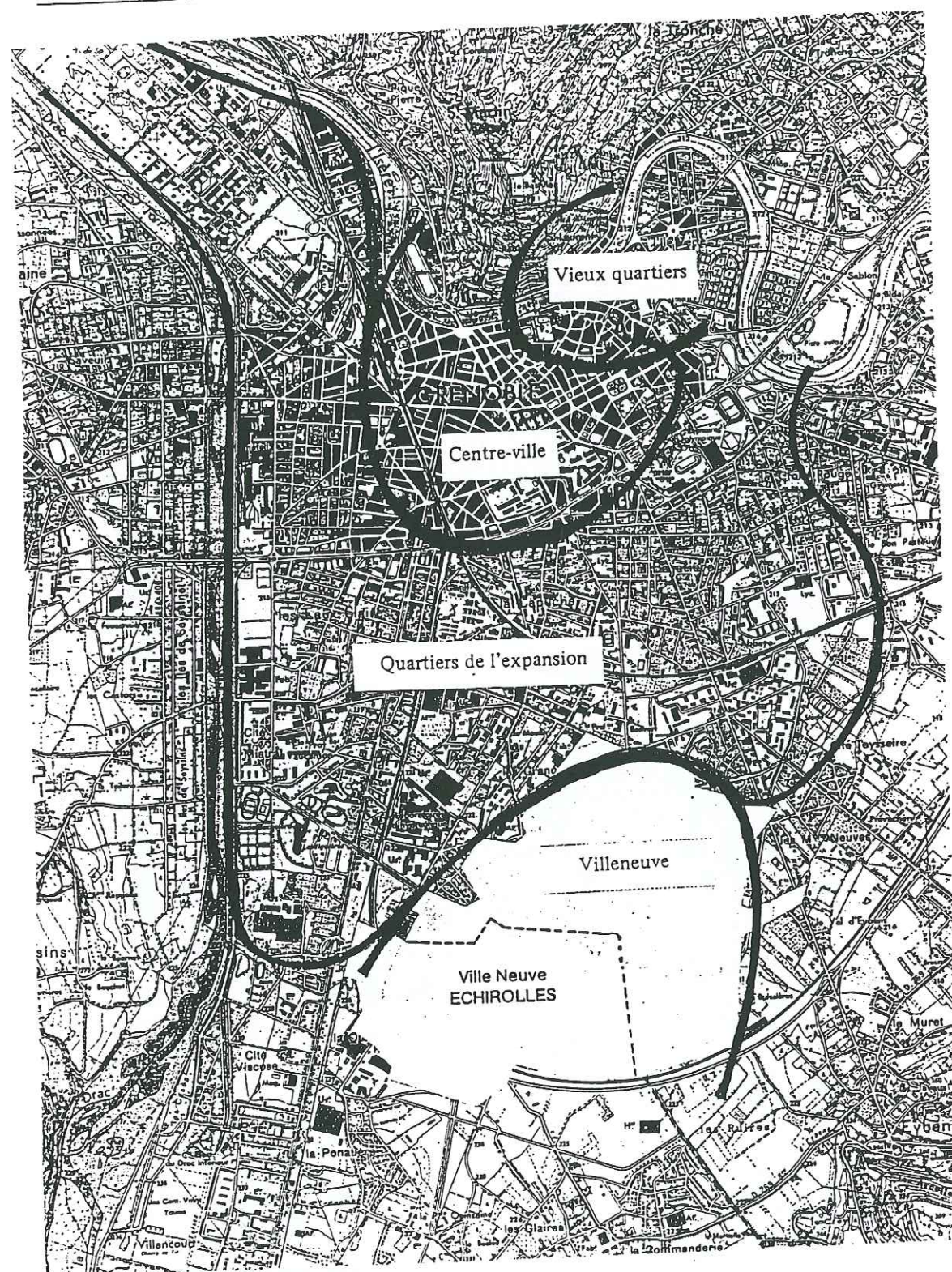


Fig. V.15 - Evolution de l'urbanisation de la ville de Grenoble (Joly & Parent 1988)

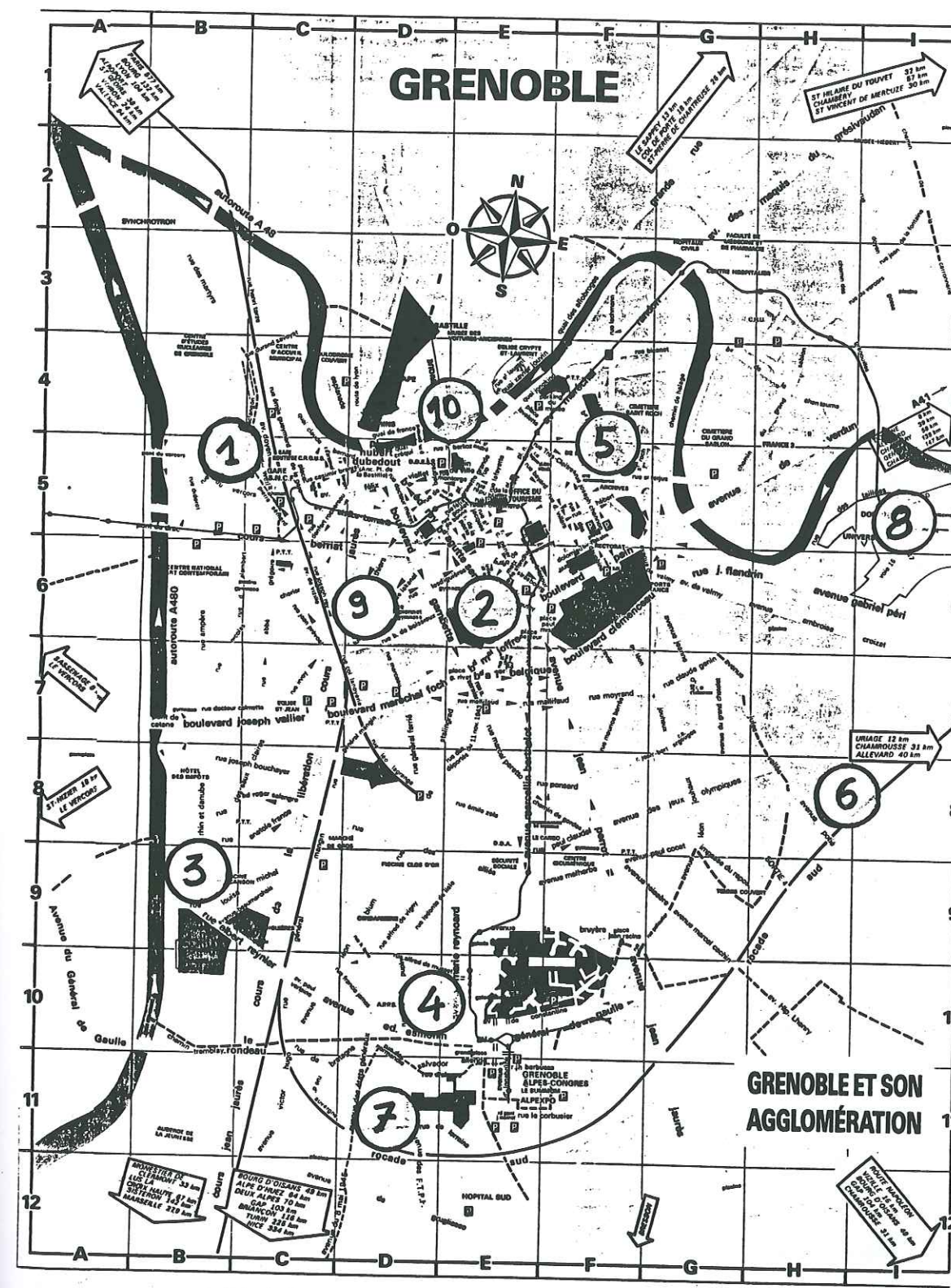


Fig. V.15bis - Situation des bâtiments instrumentés
1- Europole; 2 - Hoche; 3 - Mistral; 4 - Village Olympique; 5 - Ile Verte; 6 - Saint-Martin-d'Hères; 7 - Echirolles; 8 - Campus; 9 - Rue Thiers; 10 - Quai Perrière

IV- MESURES ET RESULTATS

IV.1- Instrumentation des bâtiments et traitement des données

IV.1.1- Instrumentation des bâtiments

Tous les bâtiments sélectionnés ont été instrumentés pour mesurer le bruit de fond et déterminer les fréquences propres.

Les instruments utilisés pour enregistrer les bruits de fond sont des stations RefTek à 6 composantes, sur lesquelles nous avons généralement branché un capteur en vitesse et un autre en accélération.

D'une façon générale les mesures sur chaque bâtiment sont effectuées par 2 stations, l'une en terrasse et l'autre au niveau de la base (voir plans de masse en annexe C). Chaque station est connectée à 2 capteurs à 3 composantes, l'un en accélération (CMG5) avec une fréquence de coupure 50.0 Hz, et l'autre en vitesse (L22 ou CMG40) avec des fréquences de coupure de 2.0 et 50.0 Hz.

La durée des enregistrements a été d'une demi-heure avec des blocs de 60 secondes chacun.

IV.1.2- Traitement des données

La durée des signaux est d'une minute et l'enregistrement a duré 30 minutes environ pour chaque bâtiment.

Les enregistrements ont subi au préalable le traitement de routine : enlever la moyenne et la dérive, appliquer une fonction d'apodisation (fenêtre de Hanning), etc.

Ensuite, le traitement des données a consisté en les étapes suivantes:

- Sélection des fenêtres "stationnaires" pour éliminer les perturbations parasites locales. Cela a été réalisé automatiquement sur la base du rapport σ_a/σ_v , mesuré sur des durées respectives de 0.5 s et 25 s. Les fenêtres sélectionnées sont celles pour lesquelles ce rapport reste dans la plage 0.5 à 2.0 sur une durée au moins égale à 10 s. Cela conduisait généralement à sélectionner entre 15 et 30 fenêtres.

- Calcul des spectres de chaque composantes.

- Lissage des spectres. Pour autoriser une comparaison entre les pics basse fréquence et les pics haute fréquence, ce lissage a été fait avec une fenêtre triangulaire dont la largeur de bande est proportionnelle à la fréquence centrale. Le pourcentage de proportionnalité a été pris égale à 10%.

- L'ensemble des spectres lissés $S_i(f)$ obtenus pour chaque fenêtre a été utilisé pour déterminer un spectre moyen et un écart-type.

$$S_i(f) \longrightarrow M(f) \pm \sigma(f)$$

- Enfin, connaissant le spectre moyen en hauteur et au RDC, une fonction de transfert moyenne a été déterminée, ainsi que son écart-type, de la manière suivante:

$$\text{Hauteur: } M_h(f) \pm \sigma_h(f)$$

$$\text{base : } M_0(f) \pm \sigma_0(f)$$

$$H_m(f) = \frac{M_h(f)}{M_0(f)}$$

$$\sigma_H = H_m(f) \cdot \left[\frac{\sigma_h(f)}{M_h(f)} + \frac{\sigma_0(f)}{M_0(f)} \right]$$

IV.2- Résultats des mesures

IV.2.1- Période fondamentale

Les périodes fondamentales des différents bâtiments en murs porteurs sont estimées à partir des fonctions de transfert obtenues en faisant le rapport des spectres lissés des signaux enregistrés en terrasse et à la base. Les spectres, et leurs dispersions, des signaux en terrasse et à la base ainsi que les fonctions de transfert qui en découlent, pour chaque bâtiment, sont regroupés dans l'annexe D.

Nous avons d'abord comparé les fréquences ainsi identifiées avec celles prédites par les formules AFPS90 ou RPA88. Nous avons aussi regardé quel était le "meilleur" paramètre $(H, H/\sqrt{L}, (H/\sqrt{L})\sqrt{H/(H+L)})$, c'est à dire celui qui donne la meilleure corrélation et le plus faible écart-type.

Les résultats sont illustrés sur la figure V.16, et résumés dans le tableau V.11.

Il y apparaît assez clairement que le paramètre conduisant au plus faible écart-type est aussi le plus simple, à savoir la hauteur des bâtiments ($\sigma=0.099$) contre 0.131 pour la formule AFPS90 (Tab. V.11).

Notons cependant que, contrairement au cas des bâtiments californiens, c'est la formule AFPS90 qui est la meilleure des 3 formules AFPS90, RPA88 et UBC88.

Nous recommandons donc la formule simple forfaitaire suivante pour les bâtiments à murs porteurs en France:

$$T = \frac{H^{1.1}}{100}$$

Les dimensions géométriques, la fréquence et l'amplitude maximale de chaque bâtiment sont consignées dans les tableaux V.10 (constructions en murs BA), V.10bis (constructions en portiques en BA) et V.10ter (constructions en maçonnerie).

Tableau V.10 - Données sur les bâtiments sélectionnés en murs en béton armé.

H : hauteur totale du bâtiment
L : dimension dans le sens des vibrations
l : dimension perpendiculaire au sens des vibrations
f₀ : fréquence fondamentale de vibration
δ₀ : amplitude maximale en tête du bâtiment [maximum de H(f)]

Bâtiment	Dimensions (m)			f ₀ (Hz)	δ ₀
	H	L	l		
SMH_mlg4-ft1	26.50	35.00	10.00	3.42	9.6
SMH_mlg4-ft2	26.50	10.00	35.00	2.28	10.8
SMH_mlg5-ft1	15.60	17.35	10.00	6.43	7.1
SMH_mlg5-ft2	15.60	10.00	17.35	4.21	8.5
ECHIR_auv4-ft1	43.20	18.50	17.20	1.67	37.4
ECHIR_auv4-ft2	43.20	17.20	18.50	1.64	43.5
ECHIR_psm3-ft1	22.40	17.75	10.00	2.73	28.9
ECHIR_psm3-ft2	22.40	10.00	17.75	2.31	34.3
ECHIR_psm4-ft1	22.40	17.60	10.00	2.75	24.0
ECHIR_psm4-ft2	22.40	10.00	17.60	2.22	27.8
CPUS_condA-ft1	16.50	25.00	10.50	1.91	20.5
CPUS_condA-ft2	16.50	10.50	25.00	2.89	19.9
CPUS_arpej-ft1	46.00	27.48	12.06	1.22	34.7
CPUS_arpej-ft2	46.00	12.06	27.48	1.03	47.8

Tableau V.10 - Suite 1

Bâtiment	Dimensions (m)			f ₀ (Hz)	δ ₀
	H	L	l		
EURO_eur44_ft1	21.60	16.30	09.50	5.81	10.73
EURO_eur44_ft2	21.60	09.50	16.30	4.41	21.33
EURO_eur46_ft1	21.60	17.00	09.50	5.75	10.55
EURO_eur46_ft2	21.60	09.50	17.00	4.22	16.80
EURO_eur48_ft1	21.60	23.00	09.50	5.81	12.82
EURO_eur48_ft2	21.60	09.50	23.00	4.47	26.96
HOCH_bt1_ft1	14.85	23.70	11.30	5.31	8.00
HOCH_bt1_ft2	14.85	11.30	23.70	5.08	8.45
HOCH_bt3_ft1	14.70	19.50	13.40	5.14	6.89
HOCH_bt3_ft2	14.70	13.40	19.50	4.51	10.19
HOCH_bt4_ft1	14.85	40.50	11.30	6.05	9.46
HOCH_bt4_ft2	14.85	11.30	40.50	5.54	6.59
HOCH_bt8_ft1	17.55	19.40	18.60	5.57	9.93
HOCH_bt8_ft2	17.55	18.60	19.40	5.57	8.58
HOCH_btA_ft1	16.08	19.66	12.00	5.75	4.84
HOCH_btA_ft2	16.08	12.00	19.66	4.84	5.91
HOCH_btB_ft1	16.08	24.90	11.00	6.36	4.48
HOCH_btB_ft2	16.08	11.00	24.90	4.90	6.45
HOCH_btC1_ft1	16.08	14.80	11.30	5.67	4.49
HOCH_btC1_ft2	16.08	11.30	14.80	5.30	6.28
HOCH_btC2_ft1	16.08	32.30	11.22	8.58	4.84
HOCH_btC2_ft2	16.08	11.22	32.30	5.36	6.35
HOCH_btE1_ft1	16.08	24.35	12.00	6.22	4.86
HOCH_btE1_ft2	16.08	12.00	24.35	5.93	4.82
HOCH_btE2_ft1	16.08	22.20	12.00	5.59	6.17
HOCH_btE2_ft2	16.08	12.00	22.20	4.41	6.62

Tableau V.10- Suite 2

Bâtiment	Dimensions (m)			f_0 (Hz)	δ_0
	H	L	l		
MIST_bt09_ft1	31.06	35.10	10.80	2.79	20.87
MIST_bt09_ft2	31.06	10.80	35.10	2.14	45.78
MIST_bt10_ft1	15.60	35.40	10.10	8.06	6.90
MIST_bt10_ft2	15.60	10.10	35.40	5.81	10.93
MIST_bt11_ft1	31.06	18.90	10.80	2.76	20.65
MIST_bt11_ft2	31.06	10.80	18.90	2.21	46.92
MIST_bt13_ft1	24.30	21.60	09.50	2.55	21.43
MIST_bt13_ft2	24.60	09.50	21.60	2.39	15.92
MIST_bt15_ft1	24.30	21.60	09.50	2.74	15.12
MIST_bt15_ft2	24.60	09.50	21.60	2.56	20.18
MIST_bt25_ft1	24.60	27.75	09.50	2.69	22.55
MIST_bt25_ft2	24.60	09.50	27.75	2.58	16.61
MIST_tr72_ft1	47.70	22.00	20.00	1.69	101.49
MIST_tr72_ft2	47.70	20.00	22.00	1.32	146.64
MIST_tr76_ft1	31.80	29.00	20.00	3.66	12.60
MIST_tr76_ft2	31.80	20.00	29.00	2.51	18.51
VO_aji_ft1	49.00	26.45	11.70	1.58	47.01
VO_aji_ft2	49.00	11.70	26.45	1.28	57.49
VO_dh32_ft1	12.50	16.80	12.46	5.93	18.93
VO_dh32_ft2	12.50	12.46	16.80	4.71	12.10
VO_dh34_ft1	12.50	12.19	16.80	4.77	9.90
VO_dh34_ft2	12.50	16.80	12.19	5.99	13.03
VO_lt3_ft1	10.00	16.80	12.18	7.28	8.29
VO_lt3_ft2	10.00	12.18	16.80	6.06	6.14
VO_tour2_ft1	40.00	25.50	22.16	2.00	27.75
VO_tour2_ft2	40.00	22.16	25.50	1.95	34.31
VO_tour3_ft1	40.00	25.50	22.16	1.89	71.17
VO_tour3_ft2	40.00	22.16	25.50	1.90	59.74
IVERTE_tv_ft2	90.00	37.00	22.00	0.84	33.50
IVERTE_tv_ft1	90.00	22.00	37.00	0.65	55.12

Tableau V.10bis - Données sur les bâtiments en portiques BA

Bâtiment	Dimensions (m)			f_0 (Hz)	δ_0
	H	L	l		
THIERS_Bt44-ft1	29.60	36.80	14.45	2.28	21.1
THIERS_Bt44-ft2	29.60	14.45	36.80	2.21	30.3
THIERS_Bt47-ft1	30.43	23.00	12.00	2.43	17.6
THIERS_Bt47-ft2	30.40	12.00	23.00	2.50	19.4
THIERS_Bt49-ft1	27.30	17.70	14.25	2.83	13.1
THIERS_Bt49-ft2	27.30	14.25	17.70	2.95	15.7
THIERS_Bt50-ft1	34.10	20.50	11.90	2.58	21.0
THIERS_Bt50-ft2	34.10	11.90	20.50	2.73	37.7

Tableau V.10ter - constructions en maçonnerie

Bâtiment	f_0 (Hz)	δ_0
VQT_qperr10-ft1	3.62	26.8
VQT_qperr10-ft1	6.37	23.2
VQT_qperr12-ft1	4.23	32.6
VQT_qperr12-ft1	9.30	20.5
VQT_qperr42-ft1	3.67	31.7
VQT_qperr42-ft1	5.44	36.6

Observation	σ_1	AFPS90	σ_{AFPS}	RPA88	σ_{RPA}	UBC88	σ_{UBC}
$0.009 H^{1.11}$	0.099					$0.049 H^{0.75}$	0.272
$0.041 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \right)^{1.13}$	0.104			$0.09 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \right)^{0.256}$			
$0.083 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}} \right)^{0.899}$	0.117	$0.08 \left(\frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}} \right)^{0.131}$					

Tableau V.11 Formules de périodes observées, des règles AFPS90, RPA88 et UBC88;

$\sigma_0 = 0.256$, σ_1 , σ_{RPA} , σ_{AFPS} and σ_{UBC} sont les écarts types logarithmiques de la dispersion de la période fondamentale, de la différence entre les périodes observées et la droite de régression, les périodes observées et celles données par le RPA88, les périodes observées et celles données par l'AFPS90, et les périodes observées et celles données par l'UBC88, respectivement.

$$\sigma_0^2 = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (T_j - \bar{T})^2 ; \sigma_i^2 = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (T_j^D - \bar{T}^D)^2 \quad (i=1, RPA, AFPS, UBC); T_j \text{ et } \bar{T} \text{ sont les}$$

périodes observées et leur moyenne, T_j^D sont les différences entre les périodes observées et les périodes de la droite de régression ou celles des codes, et \bar{T}^D est leur moyenne.

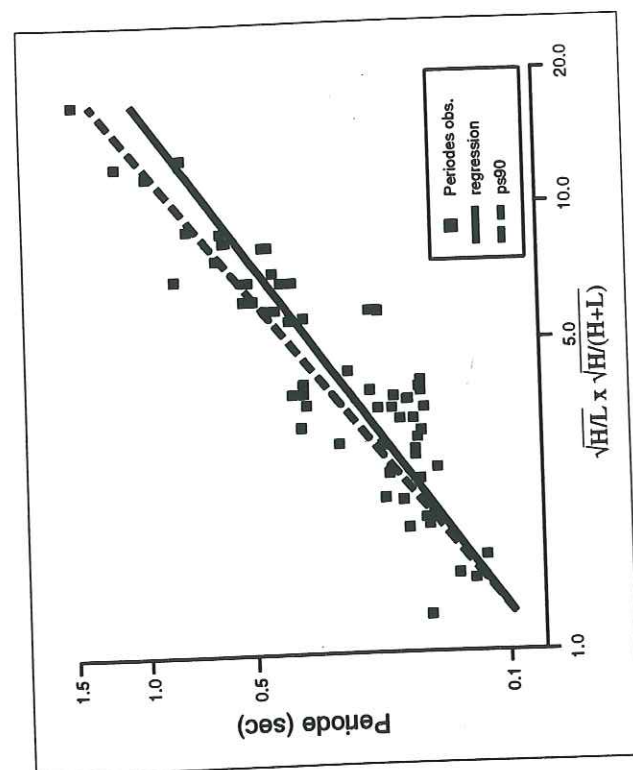
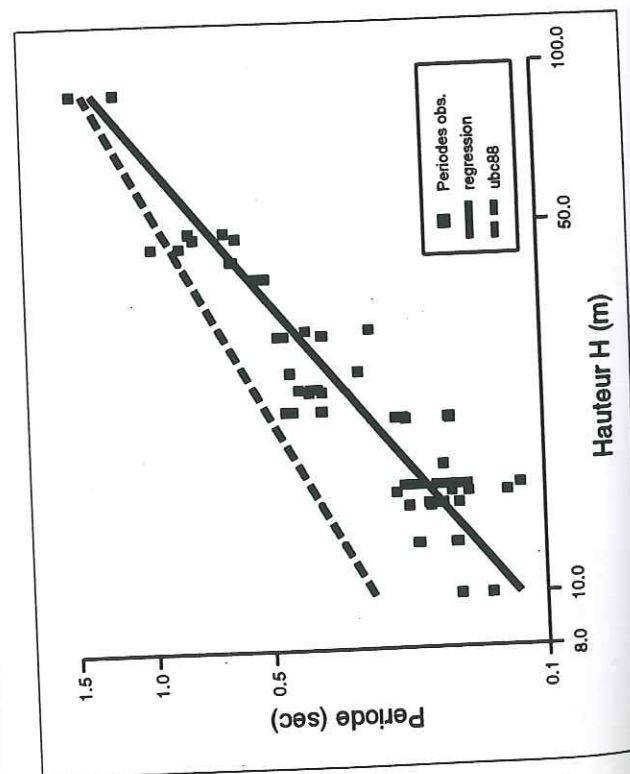
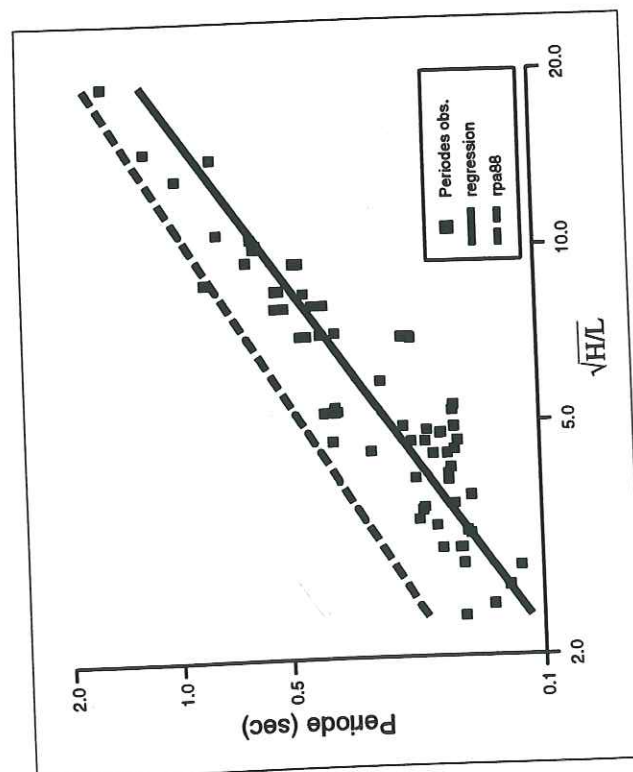


Fig. V.16 - Correlation entre la periode observee et les dimensions geometriques du batiment. Comparaison avec les periodes estimees a l'aide des formules des regles PS90, RPA88 et UBC88.



Nous avons par ailleurs essayé d'analyser le niveau du pic de la fonction de transfert, à savoir l'amplitude δ_0 .

Notons cependant que l'incertitude sur δ_0 est beaucoup plus grande que sur la fréquence f_0 , car le mouvement mesuré à la base se trouve parfois contaminé par la fréquence fondamentale de l'immeuble (cf. par exemple l'immeuble à Mistral, bâtiment 09).

Une corrélation est établie entre l'amplitude maximale en tête de l'immeuble et sa hauteur (Fig. V.17). La régression en puissance donne la formule suivante:

$$\delta_0 = 0.18 H^{1.4} \quad \text{avec un écart type sur le logarithme } \sigma = 0.218$$

où δ_0 est l'amplitude maximale et H la hauteur totale du bâtiment.

Nous avons aussi corrélié cette amplitude avec le paramètre H/\sqrt{L} (fig. V.17) et avec la fréquence (fig. V.17bis). Nous pouvons remarquer sur cette figure que la fréquence de beaucoup de bâtiments se situent dans la bande 0.3 - 3.0 Hz. Cette bande de fréquence correspond à celle de l'amplification du site de Grenoble. Ceci montre que le risque encouru par la bâti existant de l'agglomération Grenobloise n'est pas négligeable.

IV.2.1 - Déformée modale

La tour de l'ARPEJ (bâtiment à murs porteurs en béton armé), qui compte 16 niveaux, située sur le campus a été instrumentée sur plusieurs étages pour pouvoir estimer sa déformée horizontale. En effet des mesures ont été effectuées, outre à la base et à la terrasse, aux 1e, 5e, 9e et 13e étages. Les amplitudes ainsi obtenues à partir des maxima des fonctions de transfert sont représentées sur la figure V.18. On y remarque que l'allure de la déformée dans un sens comme dans l'autre est proche de celle d'une console.

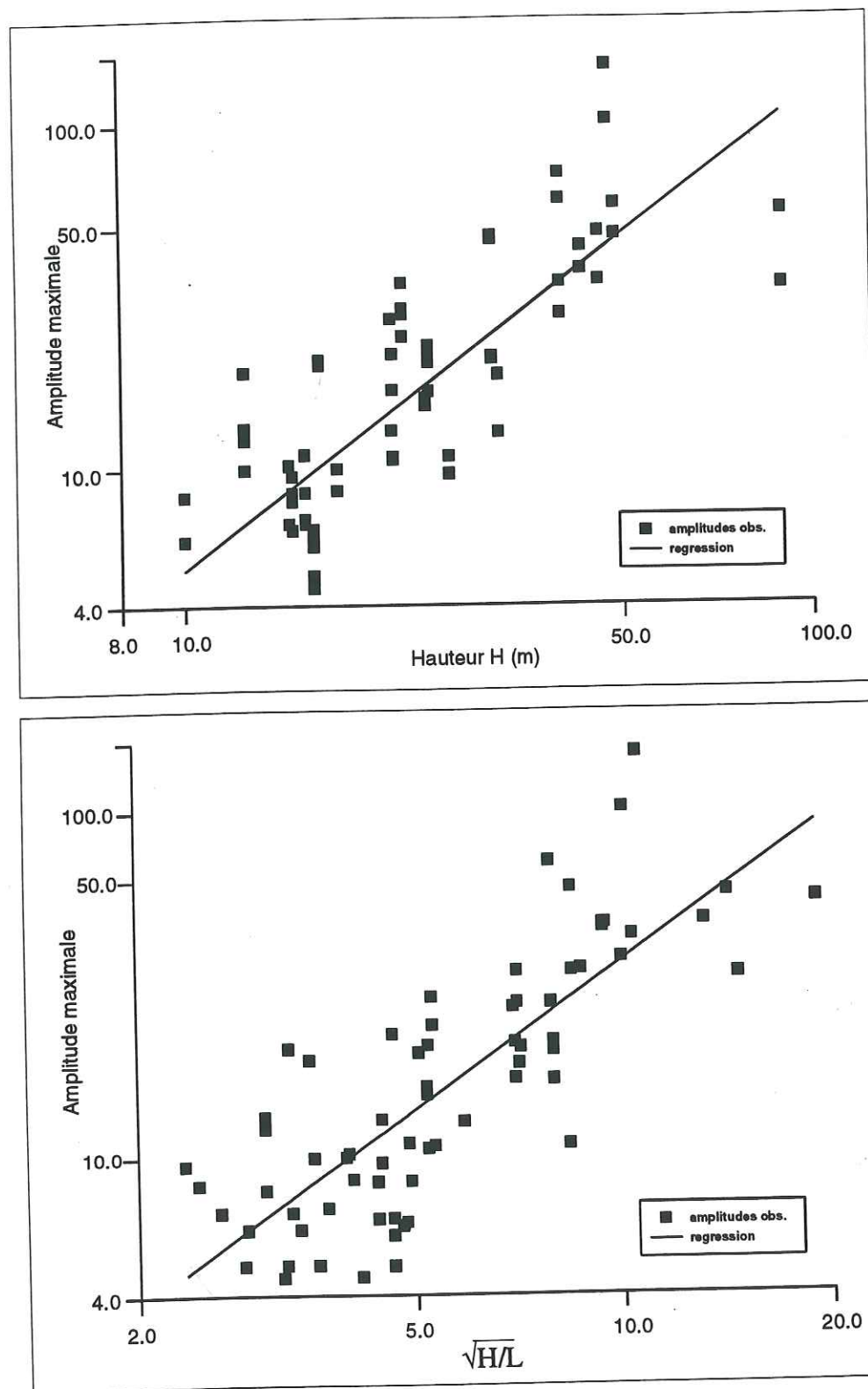


Fig. V.17 - Correlation entre l'amplitude maximale du mouvement en tete du batiment et son "elancement".

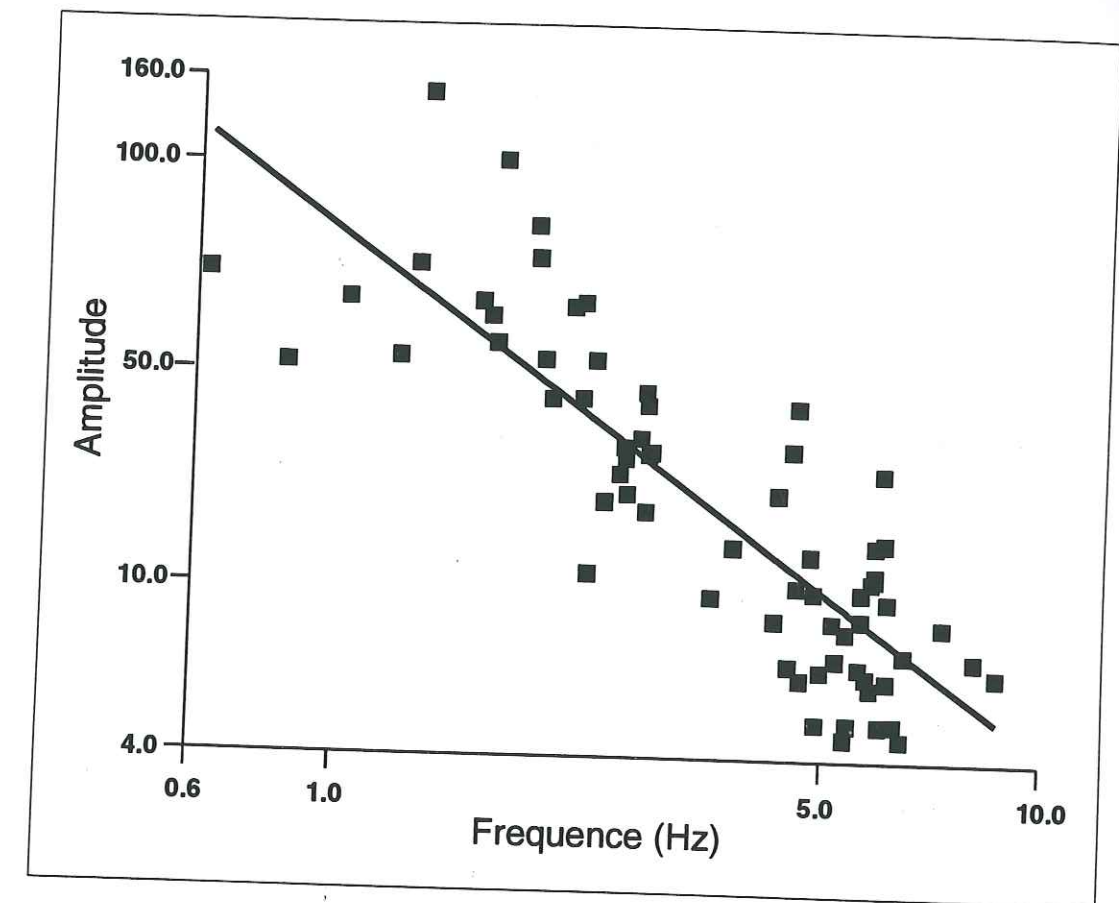


Fig. V.17bis -Correlation entre la frequence et l'amplitude maximale du mouvement en tete du batiment

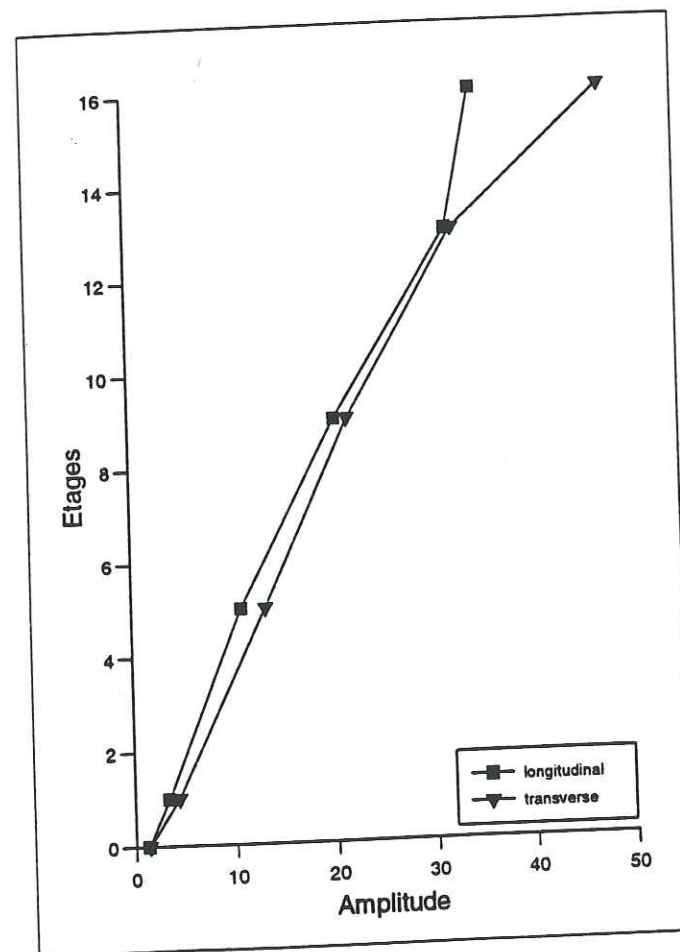


Fig. V.18 - Campus - Tour ARPEJ, déformées horizontales

VI- CALCULS REGLEMENTAIRES

Le calcul réglementaire est effectué suivant les normes françaises AFPS90.

Comme tous les codes parasismiques, ces normes proposent d'effectuer un calcul statique simple en remplacement d'un calcul dynamique long et coûteux, moyennant certains coefficients de sécurité et certaines dispositions constructives. Ce calcul statique se traduit par l'évaluation de la force sismique qui agirait sur la structure par la formule:

$$V = \frac{1}{q} a_N \cdot \tau \cdot \rho \cdot M \cdot R(T) \quad (V.7)$$

V = Effort sismique total à la base

a_N = accélération nominale

τ = coefficient d'amplification topographique

ρ = correction d'amortissement

q = coefficient de comportement

M = masse totale de la structure

$R(T)$ = ordonnée du spectre de réponse adapté au site (cf. chapitre IV)

Les structures des bâtiments des quartiers de Hoche et de Arlequin ne vérifient pas tous les articles des recommandations AFPS90 relatifs à ce type de constructions pour leur appliquer la méthode statique équivalente, méthode très simplifiée pour les bâtiments réguliers. En effet pour les bâtiments à Hoche les articles 17.211e, 7.212a et 17.222h (détaillés ci-après) ne sont pas vérifiés, tandis que ceux à Arlequin ne vérifient pas au moins l'article 17.222h qui correspond à la présence d'un étage très souple (un étage souple est un étage où il n'y a que les éléments verticaux de contreventement sans remplissage, sans cloisonnement, etc.).

Article 17.211e : A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, l'excentricité structurale doit vérifier :

$$e_0 \leq 0.15r \quad (V.8)$$

$$r^2 = \frac{\sum \text{raideurs de torsion}}{\sum \text{raideurs de flexion}} \quad (V.9)$$

$$r^2 = \frac{\sum I_{xi} X_i^2 + \sum I_{yi} Y_i^2}{\sum I_{yi}} \quad (V.10)$$

L'application au bâtiment A à Hoche donne:

$$r^2 = 576.5/64.5 = 8.9 \text{ m}^2$$

$$0.15 r = 0.44 \leq e_0$$

Article 17.222h : La distribution des raideurs doit être sensiblement régulière sur la hauteur de l'ouvrage, le rapport des rigidités étant compris entre les valeurs suivantes:

$$0.5 \leq \frac{K_i}{K_{i-1}} \leq 1.5 \quad (V.11)$$

K_i et K_{i-1} étant les raideurs de plancher à plancher des contreventements dans la direction de calcul. Dans le cas du bâtiment A, on a:

$$K_i / K_{i-1} = 4.57/11.48 = 2.51$$

Article 17.212a : La structure ne doit pas comporter d'élément porteur vertical dont la charge ne se transmette pas en ligne directe à la fondation. De façon plus générale, il ne doit pas exister de couplage significatif entre degrés de liberté horizontaux et verticaux. Dans le cas du bâtiment A à Hoche, qui est peut-être le cas de plusieurs autres, on est en présence de murs qui ne sont pas fondés, c'est à dire des murs qui sont arrêtés au niveau d'un plancher (voir plans en annexe C). Le calcul statique équivalent des règles ne pourrait pas mettre en évidence les problèmes qui pourraient surgir en cas de séisme. Il est donc nécessaire, en principe, de faire un calcul plus élaboré s'il on veut connaître avec plus d'exactitude le comportement de tels éléments dont les planchers servent de fondations, et surtout la jonction entre eux.

Le cas du bâtiment A de la résidence Condillac sur le Campus est similaire, c'est à dire qu'il présente un étage vide qui est le rez-de-chaussée (voir plan en annexe C). Néanmoins nous avons tenté d'estimer l'effort sismique qui agirait sur la structure de ce dernier immeuble.

En application de la formule V.7, on a:

$$q = 0.7 \times 3.5 \approx 2.5$$

$$a_N = 0.15g$$

$$\tau = 1$$

$$\rho = 1$$

La fréquence mesurée dans la direction transverse est 2.89 Hz

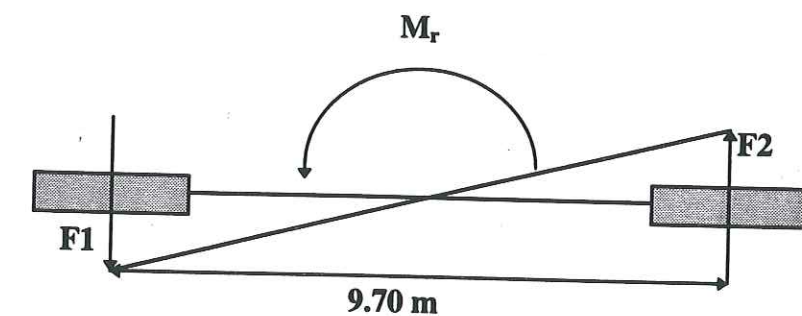
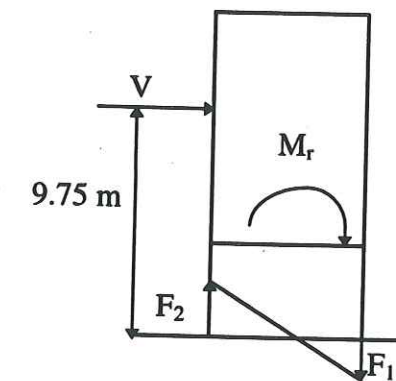
$$T = 1/2.89 = 0.34 \text{ s} \quad \implies \quad R(T) = 2.25 \quad \text{pour un sol de type } S_2$$

Le poids total est évalué à 910 t

L'effort sismique qui agit sur la structure est:

$$V = 1/2.5 \times 0.15 \times 1 \times 1 \times 2.25 \times 910 = 123 \text{ t}$$

$$\text{Moment de renversement } M_r = 123 \times 9.75 \approx 1200 \text{ tm}$$



$$F1 = F2 = M_r / 9.70 \approx \pm 124 \text{ t}$$

$$\text{Effort sismique vertical par poteau} = 124/6 = \pm 20.5 \text{ t}$$

$$\text{Effort normal du aux charges mortes et surcharges} = 87.5 \text{ t pour un poteau intermédiaire.}$$

$$\text{Effort normal résultant: } N_r = 87.5 \pm 20.5 = 108 \text{ t ou } 67 \text{ t}$$

$$\text{Inertie du poteau } I_p = 20 \times 80^3 / 12 = 853333.3 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inertie du mur 1 : } I_l = 19.29 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

Inertie du mur 2 : $I_2 = 4.06 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$

Le centre de torsion se situe à 43.5 cm de l'axe du mur pignon

Moment de torsion : $M_t = 123 \text{ t} \times 12.0 \text{ m} = 1476 \text{ tm}$

Raideur de torsion : $I_t = \sum I_{xi} X_i^2 + \sum I_{yi} Y_i^2$
 $= 4.0 \cdot 10^{13} \text{ cm}^6$

Effort tranchant de torsion dans les poteaux extrêmes :

$$T = \frac{I_{xi} X_i}{\sum I_{xi} X_i^2 + \sum I_{yi} Y_i^2} M_t \quad (\text{V.13})$$

$$= 6.15 \text{ t}$$

Moment fléchissant dans le poteau : $M_p = 6.15 \times 3.0/2 = 9.22 \text{ tm}$

Les contraintes (effort sismique en compression ou en traction) dans le poteau sont:

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M_v}{I} = \frac{108000 (\text{ou } 67000)}{20 \times 80} \pm \frac{9.22 \times 10^5 \times 40}{853333.3} = 67.5 (\text{ou } 41.8) \text{ kg/cm}^2 \pm 43.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \begin{cases} 110.7 (\text{ou } 85.0) \text{ kg/cm}^2 \\ 24.3 (\text{ou } -1.4) \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

La section du poteau peut-être partiellement tendue, ce qui nécessite un minimum d'acier.

La rigidité du poteau est évaluée à l'aide de la méthode de Muto (Muto, 1956): $R=2000 \text{ kg/cm}$

Déplacement en tête du poteau: $\delta = 6150/2000 = 3.07 \text{ cm}$

Ce déplacement est à la limite réglementaire ($h/100 = 3.0 \text{ cm}$). Les effets du second ordre qui en résultent pourraient occasionner des dommages compte tenu de l'état du béton et des aciers. En effet il a été constaté, lors de la visite de cette immeuble, des éclatements de béton au niveau des balcons dû à la corrosion des aciers par carbonatation du béton.

Si on considère une accélération de 0.30g (voir plus loin), les sollicitations seraient:

$v=246 \text{ t}$

Effort normal résultant: $N_t = 87.5 \pm 41 = 128.5 \text{ t}$ ou 46.5 t

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M_v}{I} = \frac{128500 (\text{ou } 46500)}{20 \times 80} \pm \frac{18.44 \times 10^5 \times 40}{853333.3} = 80.3 (\text{ou } 29.0) \text{ kg/cm}^2 \pm 86.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \begin{cases} 166.7 (\text{ou } 115.4) \text{ kg/cm}^2 \\ -6.1 (\text{ou } -57.4) \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Le déplacement en tête vaudrait 6.14 cm environ.

Ces contraintes et ce déplacement provoqueraient la ruine des poteaux.

Le bâtiment a une configuration d'un pendule inversé. Les étages supérieurs peuvent être assimilés à une masse concentrée supportée par une tige représentée par le niveau vide qu'est le R.d.C. Si au point de vue résistance, les poteaux se comportent assez bien, ils présentent des défaillances vis-à-vis des déformations et déplacements.

Le cas de ce bâtiment n'est pas unique sur le campus ni même ailleurs (Hoche, Arlequin).

VII- COMPARAISON DES TECHNIQUES UTILISEES

VII.1- Méthode d'évaluation rapide

Moussaoui (1994) a proposé une méthode d'évaluation simple de facteurs de vulnérabilité (Messaoui 1994). Si on l'applique aux bâtiments A de Hoche et ceux d'Arlequin, on observe 2 facteurs de vulnérabilité graves pour le premier et au moins un pour les derniers. En effet comme il est indiqué sur le tableau V.12, le bâtiment A à Hoche présente une dissymétrie de contreventement en plan et une non continuité des éléments porteurs verticaux, tandis que pour les bâtiments d'Arlequin on est en présence d'un niveau ouvert (étage souple).

La méthode préconise que, dans le cas où un bâtiment présente 2 facteurs graves de vulnérabilité comme c'est le cas du bâtiment A à Hoche, cette vulnérabilité doit être pénalisée d'un degré (Tableau V.12).

Les 3 niveaux de séismes pour lesquels la vulnérabilité est estimée sont des séismes faible, moyen et fort qui correspondent aux intensités VII, VIII et IX sur l'échelle MSK, respectivement.


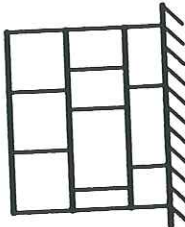
Facteurs de vulnérabilité		Bâtiment	Evaluation de la vulnérabilité																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
			Séisme faible					Séisme moyen					Séisme fort																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
			DTF	DF	DAI	DI	EP	ET	DTF	DF	DAI	DI	EP	ET	DTF	DF	DAI	DI	EP	ET																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
 Dissymétrie de contreventement en plan	 Eléments porteurs non continus Vulnérabilité estimée	Bâtiment A à Hoche (murs en béton armé)			X																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								

Tableau V.12 : Estimation de la vulnérabilité des bâtiments A de Hoche et ceux d'Arlequin
 Note: DTF (Dommages très faibles); DF (Dommages faibles); DI (Dommages importants); DAI (Dommages Assez Importants); EP (Effondrement partiel); ET (Effondrement total)

En appliquant une telle méthode à des bâtiments avec des structures comme celle du bâtiment A de Hoche, présentant de tels facteurs de vulnérabilité, ce dernier aurait des dommages importants en cas de séisme faible, un effondrement partiel en cas de séisme moyen et s'effondrerait totalement en cas de séisme fort. Il est évident que, compte tenu de ces résultats qui ne sont pas du tout réalistes, cette méthode est trop simpliste et limitée.

VII.2- Echelle PSI

La ville de Grenoble se trouve dans la zone sismique 1b qui correspond à une accélération nominale a_N égale à 0.15g pour les ouvrages présentant un risque 'normal' pour les personnes (habitations, bureaux, locaux à usage commercial, etc.).

L'accélération nominale a_N est voisine de l'accélération maximale du sol. Sur l'échelle PSI elle serait donc liée au paramètre ψ par la relation:

$$\log(a_N) = 2.04 + 0.051\psi \quad (V.14)$$

$$\text{écart-type (log)} = 0.144$$

$$\psi = [\log(a_N) - 2.04] / 0.051 = 2.67$$

Pour une telle intensité, très faible, il n'y a pas de dégâts à attendre

Cependant des travaux au LGIT (Lachet, 1996) sur des simulations réalisés à partir de petits enregistrements obtenus près du parc Mistral à la suite du séisme de la Combe de Lancey (08 Septembre 1995) ont montré, à notre grande surprise, qu'une accélération de 0.50g pourrait être atteinte, en cas de séisme de magnitude 5.5 sous Belledune. Ceci n'est cependant pas le cas dans tous les sites de l'agglomération grenobloise. Nous pensons qu'une valeur de 0.30g serait plus réaliste à considérer.

L'application de la formule V.14 donne alors:

$\psi = 8.57 \implies \psi = 9$ qui correspond aux taux de dommage 50% et 15% pour les constructions de la classe AR (maçonnerie de pierres) et CC (portiques en béton armé non sismiques), respectivement.

VII.3- Echelle EMS 92

Les fonctions de vulnérabilité relatives à cette échelle lient le taux de dommage des constructions à une caractéristique du mouvement du sol qui est l'intensité. Cette intensité sismique peut être estimée à partir d'une autre caractéristique du mouvement du sol qui est l'accélération horizontale par les formules empiriques V.15 et V.16 (Murphy & O'Brien, 1977)):

$$\log(A_h) = 0.24 \times I + 0.57 \quad \text{valable pour le sud de l'Europe} \quad (V.15)$$

avec un écart type sur $\log(A_h) = 0.352$
 pour une accélération 0.15g, on aura une intensité $I = 6.67 \rightarrow I = 7$
 et pour $A_h = 0.30g$, $I = 7.94 \rightarrow I = 8$

$$\log(A_h) = 0.25 \times I + 0.25 \quad \text{valable pour toute région} \quad (V.16)$$

avec un écart type sur $\log(A_h) = 0.360$.
 Pour $A_h = 0.15g$, $I = 7.7 \rightarrow I = 8$
 Pour $A_h = 0.30g$, $I = 8.9 \rightarrow I = 9$

L'application de ces intensités au cas de Grenoble donnerait un taux de dommage, sur les courbes de l'échelle EMS 92 (Fig. V.4), entre 1.5 et 3.0% ($I=7$), 7 et 12% ($I=8$) et 20 et 30% ($I=9$) pour les constructions du type C (constructions en béton armé), et entre 7 et 12% ($I=7$), 20 et 30% ($I=8$) et 50 et 70% ($I=9$) pour les constructions du type B (constructions en maçonnerie).

Ce taux de dommage pourrait être plus élevé si on tient compte des dissymétries des structures telles que les cas cités plus haut.

VII.4- Indice de vulnérabilité

Nous avons appliqué cette méthode indirecte à un exemple de bâtiment en maçonnerie du quartier Saint Laurent qui se trouve sur la rive nord de l'Isère, au pied de la Bastille. La construction des immeubles de ce quartier date du début du XIX^{ème} siècle. La structure est faite de murs porteurs (façades non porteuses) en maçonnerie "tout venant" c'est à dire où on peut trouver des galets roulés, des pierres de toute taille et de toute forme, des

briques pleines et des morceaux de ces briques, des morceaux de bois, etc. Le liant est constitué d'un mélange de ciment et de chaux qui n'a plus à l'heure actuelle aucune résistance.

Les planchers sont constitués de poutrelles en bois, dont la distance entre axes varie entre 18 et 60 cm suivant le cas, supportées par des poutres en bois dont la hauteur varie entre 30 et 50 cm. Sur les poutrelles on trouve un lit de planches supportant une couche de quelques centimètres (15 cm par endroits) de débris de chantier (poussière, débris de pierres, de bois, de briques, etc.).

La toiture est en charpente bois recouverte de tuile.

Les murs sont très mal liaisonnés entre eux. Il n'existe aucun élément qui assure une bonne jonction entre eux, et entre eux et la façade. Dans certains immeubles qu'on a pu visiter, des fissures apparaissent à la jonction des murs porteurs et la façade, et on assiste à un léger décollement de cette dernière.

Les pieux en bois qui constituaient à l'origine les fondations ont disparu du fait de la baisse du niveau de la nappe, et les murs reposent directement sur le sol. Cet état a provoqué un certain tassement qui explique la fissuration de certains murs.

Elément	Classe				Poids	Indice Partiel
	A	B	C	D		
1 Liaison des murs			25		1.0	25
2 Type de murs				45	0.25	11.25
3 Condition de sol			25		0.75	18.75
4 Résistance globale à l'effort tranchant			25	45	1.5	37.5-67.5
5 Régularité en plan			25		0.50	12.5
6 Régularité en élévation			25		1.0	25
7 Planchers			25		1.0	25
8 Toiture			25		0.5	12.5
9 Détails			25		0.25	6.25
10 Conditions générales d'entretien			25		1.0	25
Indice Global					198.75-228.75	

Tableau V.13 - Indice de vulnérabilité pour les bâtiments du quartier St Laurent

Pour une résistance des murs de classe C (25) on a un indice de vulnérabilité qui vaut 198.75 et qui équivaut à un taux de dommage de 51% environ. Pour une résistance des murs de classe D (45), VI vaut 228.75 et correspond à un taux de dommage de 54%.

Nous avons résumé les taux de dommages estimés par les différentes méthodes utilisées dans le tableau V.14.

Nous pouvons remarquer sur ce tableau que les échelles EMS 92 et MSK 64 donnent des valeurs du taux de dommage sensiblement égales. Ceci s'explique par le fait que la première échelle dérive de la seconde. Par contre les taux estimés par l'échelle PSI sont assez différents des premiers à cause probablement des grandes dispersions dans les corrélations entre le facteur ψ et les accélérations du sol.

Type de construction	Echelle	Intensité	
		8	9
Constructions en maçonnerie	EMS 92	20-30	50-70
	MSK 64	23	56.5
	PSI ($\psi=9$)	50	
	Indice de vulnérab.	51-54	
	Cochrane et Schaad	25.0	60.0
Constructions en béton armé	EMS 92	7-12	20-30
	MSK 64	7.5	22.7
	PSI ($\psi=9$)	15	
	Cochrane et Schaad	10.0	25.0

Tableau V.14 - Taux de dommages (%) estimés à l'aide des méthodes utilisées

VIII- INTERACTION SOL-STRUCTURE

Le traitement des données recueillies sur les bâtiments qui ont été instrumentés, a montré la présence du phénomène de l'interaction sol-structure. En effet sur le spectre des enregistrements réalisés à la base de certains bâtiments et notamment ceux qui ont une hauteur assez grande (tours de l'Ile Verte, de Village Olympique, etc.), on remarque, en plus de la fréquence caractéristique du site de Grenoble (0.3 Hz) et quelquefois de l'amplification (3 Hz), la fréquence fondamentale de l'ouvrage (voir figures dans l'annexe D). Ceci dénote l'influence de la structure sur le mouvement du sol de fondation et inversement. Les bâtiments pour lesquels on observe ce phénomène sont :

Mistral : bâtiments 9 et 13, tour 76

Village Olympique : tours 2 et Aji

Ile Verte : tour Vercors

Echirolles : PSM3 et PSM4

Campus : Condillac et Arpej

Rue Thiers : bâtiments 44, 47, 49 et 50

Ce phénomène connu depuis longtemps, peut entraîner une modification notable de la réponse de l'immeuble (Housner 1954) si on est en présence d'un sol peu rigide comme c'est le cas de Grenoble, ainsi que celui du sol (Bard et al. 1992; Guéguen 1995). Il peut donc modifier la vulnérabilité du bâti existant

La présence d'immeubles de grande hauteur peut donc modifier d'une façon significative l'amplitude du mouvement du sol, et ce phénomène semble pouvoir être extrême à Grenoble.

Ceci plaide pour une prise en charge de ce phénomène dans l'évaluation de l'aléa sismique, et donc de l'estimation du risque dans les sites urbains (Guéguen 1995).

IX- CONCLUSION

Cette étude, même simplifiée, a montré que le risque sismique encouru par l'agglomération grenobloise n'est pas négligeable vu le site particulier sur lequel est bâtie la ville. En effet l'étude faite sur l'estimation de l'aléa sismique du site urbain (Lachet, 1996) a montré qu'une accélération de 50% de la gravité (0.5g) ne semblait pas être impossible pour une magnitude 5.5. Avec une telle accélération, beaucoup d'immeubles seraient endommagés

sérieusement, notamment ceux des vieux quartiers et tous ceux qui présentent des irrégularités importantes (bâtiments sur pilotis, grandes dissymétrie dans le contreventement, etc.).

Pour avoir une estimation plus réaliste, il serait nécessaire de faire une étude plus élaborée:

- Etude de l'aléa sismique de toute la vallée
- Microzonage du site urbain
- Inventaire et catégorisation du bâti existant
- Estimation plus fine de la vulnérabilité du bâti, sur la base de plans plus fiables

que ceux dont nous avons disposé.

L'estimation de la période propre des bâtiments a permis d'établir des corrélations entre cette même période et la hauteur. Elle a permis aussi de faire des comparaisons avec ce qui est proposé comme formules dans certains codes de calcul parasismique, et notamment de vérifier sur des bâtiments conçus et réalisés avec des moyens français, la formule des AFPS90 pour les constructions à contreventement principal par murs en béton armé. Il s'avère que la formule des AFPS90 est la mieux adaptée pour ce type de bâtiments.

Les mesures faites sur certains immeubles, et principalement ceux de grande hauteur, ont permis de confirmer la présence du phénomène d'interaction sol-structure.

CHAPITRE VI

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Chapitre VI- CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

I-CONCLUSION

Ce travail nous a permis d'établir les résultats suivants:

i) Méthode d'identification / de caractérisation

La méthode d'identification multi-excitations s'est avérée très utile, dans le cas des bâtiments, pour tenir compte de certains phénomènes tels le couplage entre mouvements perpendiculaires, ou de mettre en évidence d'autres. En effet dans le chapitre 3 nous avons mis en évidence l'influence du décollement de la base sur le mouvement de la maquette CASSBA en appliquant la méthode d'identification multi-excitations prenant en compte des excitations verticales. Dans le chapitre 4, en appliquant la méthode il a été tenu compte du couplage entre les mouvements longitudinal et transverse, et ceci a été visible par la diminution de l'erreur résiduelle par rapport à celle obtenue en appliquant l'identification "mono-excitation".

ii) Caractéristiques vibratoires des bâtiments

L'étude statistique faite sur l'échantillon de bâtiments californiens nous a permis d'établir des formules pour la période fondamentale et l'amortissement en fonction des dimensions géométriques des immeubles. Les structures en portiques sont les plus facilement identifiables et la dispersion de leurs périodes est plus faible que celles des structures utilisant des murs: leur comportement est plus simple. Nous avons trouvé que la "meilleure" formule pour estimer la période d'une structure, quelque soit son type (ossatures autostables et murs), est celle qui corrèle cette même période avec la seule hauteur du bâtiment. Nous avons aussi établi une corrélation (beaucoup plus floue) entre l'amortissement et l'élancement du bâtiment, et avons indiqué des valeurs moyennes pour les amortissements des différents types de structures. Nous avons constaté que l'amortissement diminuait avec l'augmentation de l'élancement.

Elle nous a permis aussi de situer les codes parasismiques français, algérien et américain par rapport à la réalité. Il s'est avéré que les deux codes algérien et américain sont en

concordance avec le bâti dans la région californienne, alors que les règles françaises s'en éloignent. Si pour le code français cette situation est normale (les techniques de constructions sont différentes dans les deux pays) quoique le rapport entre les deux est un peu élevé à notre avis, elle est par contre anormale pour le code algérien qui doit être à un niveau de protection plus élevé vu la qualité de la construction en Algérie.

Les mesures de bruits de fond réalisés dans l'agglomération grenobloise ont montré à nouveau la possibilité de mesure fiable et simple de la période propre des bâtiments, voire des déformées modales, à l'aide du simple bruit de fond.

Les mesures effectuées ont permis de faire des corrélations entre les périodes propres des bâtiments et leurs dimensions géométriques. Des formules ont ainsi été établies pour des constructions en murs porteurs en béton armé réalisées avec des techniques et des matériaux français. Il s'avère que, dans ce cas, les règles AFPS90 s'adaptent mieux que les deux autres codes contrairement à ce qui a été trouvé dans l'analyse des bâtiments californiens. Cependant la meilleure formule pour la période est encore celle qui corrèle la période à la hauteur de l'immeuble. Les différences qui existent entre les périodes des AFPS90 et celles issues de l'analyse de l'échantillon de bâtiments californiens viennent peut-être du fait que le niveau d'excitation de ces derniers a été assez élevé pour qu'ils deviennent, par la présence de fissures, plus souples. Pour vérifier la différence entre ces deux résultats, il faudrait faire des mesures de bruits de fond sur les mêmes bâtiments californiens ou sur des bâtiments endommagés en France.

Ces mesures nous ont aussi permis de mettre en évidence le phénomène d'interaction sol-structure qui peut modifier d'une façon significative la vulnérabilité du bâti existant.

Un seul bâtiment a été instrumenté en plusieurs étages pour estimer sa déformée modale qui s'est avérée être ressemblante à ce qui est connu dans la littérature. Il faudrait cependant instrumenter de la même manière plusieurs bâtiments pour pouvoir vérifier les formules qui sont proposées dans les règles AFPS90.

Les échantillons des constructions en portiques et des constructions en maçonnerie ne sont pas assez nombreux pour pouvoir faire le même travail de statistique que celui qui a été fait pour les constructions en murs porteurs en béton armé.

iii) Estimation de la vulnérabilité

L'étude de vulnérabilité de l'agglomération de Grenoble, quoique très simplifiée, nous a permis d'avoir une idée sur le risque encouru par ce site urbain et notamment les vieux quartiers qui datent du début du XIX-ème siècle, et dans un degré moindre les grands

ensembles tels que Villeneuve, Mistral, le Campus, etc., qui ont été conçus et réalisés rapidement, pour résoudre le problème du logement, au détriment de la qualité et surtout de la "qualité sismique". Les différentes techniques utilisées donnent en gros les mêmes résultats sauf pour la méthode d'évaluation rapide qui s'est avérée trop simpliste et inadaptée dans ce cas. Nous avons trouvé que, pour une intensité VIII, il peut y avoir des dommages allant de 20 à 50% pour la maçonnerie et de 7 à 15% pour le béton armé. Ces résultats sont très liés au niveau du mouvement du sol qui semble très amplifié dans la cuvette.

II- PERSPECTIVES

i- Dans le chapitre III, nous avons remarqué que les planchers de la maquette se déformaient dans leur plan lors du mouvement d'ensemble. Cet élément de structure qui est très important dans le système de contreventement (il assure la distribution des efforts horizontaux aux éléments verticaux) pourrait faire l'objet d'une campagne d'instrumentation et de mesures, accompagnée d'une étude de modélisation, dans le but d'établir une loi sur la rigidité qui permettrait de savoir dans quels cas l'hypothèse "infiniment rigide" peut être faite ou pas. Pour cela il faudrait une instrumentation plus fine des bâtiments et un réseau de capteurs dans leur champs proche.

ii- Appliquer la méthode d'identification multi-excitations à un grand nombre de bâtiments pour établir une relation entre leurs dimensions géométriques à la base et l'influence de la variation spatiale des signaux sismiques sur leurs mouvements. Ceci permettra de savoir a priori si pour le bâtiment étudié il y a lieu de tenir compte ou pas de la variation spatiale des ondes sismiques d'un point à l'autre de la base.

-Il serait intéressant de reprendre l'étude préliminaire de vulnérabilité avec plus de détails pour, outre les quartiers dont il a été question ici, l'étendre aux vieux quartiers (la ville du XIX-ème siècle) qui sont sans doute les plus vulnérables, le centre ville, le Campus, etc., afin d'avoir une estimation plus réaliste du risque, non négligeable, que présente la ville de Grenoble, compte tenu de sa localisation dans une plaine à forte amplification. L'étude de vulnérabilité approfondie permettra d'établir une carte des dommages qui servira à définir

les priorités et d'entamer une réflexion générale sur la politique d'urbanisation et de planification, ou de restauration.

Des mesures sont nécessaires sur d'autres types de structures (portiques, maçonnerie) pour établir des relations liant la période et la géométrie du bâtiment, et peut-être la déformée modale.

- La bonne corrélation entre la période et la hauteur, pour les immeubles étudiés, ouvre d'intéressantes perspectives en matière d'études du risque: on sait maintenant à peu près cartographier la fréquence propre du sol (Duval, 1994; Lachet, 1996). On peut envisager des déterminations automatiques de la hauteur pour chacun des immeubles à partir de photos stéréo-aériennes, et en déduire une cartographie des fréquences d'immeubles.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES

- Abdel-Ghafar A.M., Rubin L.I.**, suspension bridge response to multiple-support excitations, *Journal of Engineering Mechanics Division*, Vol. 108, No. EM2, April, 1982.
- Abdel-Ghafar A.M., Rubin L.I.**, vertical seismic behaviour of suspension bridge, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 11, 1-19 (1983).
- Afra H.**, Identification du comportement sismique de bâtiments à partir de leur réponses accélérométriques, thèse de Doctorat de l'ENPC, Paris Septembre 1991
- Angeletti P., Bellina A., Grandori E. G., Moretti A., Petrini V.**, comparison between vulnerability assessment and damage index, some results, 9th WCEE, Tokyo-Kyoto (Japan), 2-9 Août 1988.
- Argoul P. J.**, le phénomène de dégradation de la rigidité dans le comportement sismique de bâtiments en béton armé, 3ème Colloque National AFPS, Saint-Rémy-lès-Chevreuse (France), 24-26 Mars 1993.
- Argoul P., Jezequel L.**, improvement of a nonparametric identification procedure used in nonlinear dynamics, *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 56, 697-703, September 1989.
- Austin M., Conte J. P., Mahin S. A., Pister K. S.**, Use of ARMA models for the investigation of earthquake-induced damage mechanisms in structures, proceedings of 9WCEE, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan.
- Bard P.Y.**, comportement sismique d'un passage supérieur d'auto-route: Analyse de données expérimentales, *Bulletin de liaison Laboratoire des Ponts et Chaussées*, 167, Mai-Juin 1990, ref. 3480
- Bard P.Y., Afra H. et Argoul P.**, Dynamic behaviour of buildings: experimental results from strong motion data, *Recent advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, Coordinating Editor V. E. Davidovici, AFPS Ouest Edition
- Beck J., Katafygiotis L.**, Treating model uncertainties in structural dynamics, proceedings of 9WCEE, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan.
- Benedetti D., Benzoni G. M., Pezzoli P.**, Seismic behaviour of a non-symmetric masonry building, *European Earthquake Engineering*, 1, 1987
- Benedetti D., Benzoni G., Parisi M.A.**, Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei, *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, vol. 16, 183-201 (1988).

- Benedettini F., Capecchi D., Vestroni F.**, Identification of hysteretic oscillators under earthquake loading by nonparametric models, *Journal of Engineering Mechanics*, May 1995.
- Benzoni G., Gentile C.**, Two approaches to identify equivalent structural models from earthquake responses, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 12 (1993) 113-125.
- Berrah M., Kausel E.**, response spectrum analysis of structures subjected to spatially varying motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, 461-470(1992).
- Bish P., Souloumiac R.**, analyse élastique du bâtiment et de la maquette CASSBA, contribution des experts, *Annales de l'I.T.B.T.P.*, N° 523 Mai 1994
- Bruce Dale O. and Cohen R.**, Multiparameter Identification in Linear Continuous Vibratory Systems, *Journal of Dynamic Systems Measurement and Control*, Mars 1971
- CASSBA projet d'instrumentation**, rapport CEA/DRN/DMT/SEMT/EMSI
- Clough R.W and Penzien J.**, *Dynamiques des structures*, volume 1 principe fondamentaux, édition pluralis.
- Coburn A.W., Spence R.J.S., Pomonis A.**, Factors determining casualty levels in earthquakes: mortality prediction in building collapse, 10th WCEE, Madrid (Spain) 1992.
- Cochrane S.W., Schaad W.H.**, Assessment of earthquake vulnerability of buildings, 10 WCEE (1992), Madrid, Spain.
- Coin A.**, Opération CASSBA, enjeux, conception, contrôle et interprétation, *Annales de l'I.T.B.T.P.* N° 523 Mai 1994
- Corsanego A.**, Seismic Vulnerability Evaluations for Risk Assessment in Europe, *Proc. of Fourth International Conference on Seismic Zonation*, Stanford, California (1991).
- Costes D.**, niveaux d'agression sismique à prendre en compte dans la réglementation française, cahier technique, décembre 1990.
- Der Kiureghian A., Neuenhofer A.**, A response spectrum method for multiple support seismic excitations, *Earthquake Engineering Research Center*, Report NO. UCB/EERC-91/08, August 1991
- Der Kiureghian A., Neuenhofer A.**, response spectrum method for incoherent support motion, 10th WCEE, Madrid, Spain 1992.
- Der Kiureghian A.**, Structural response to stationary excitation, , *journal of the engineering mechanics division*, vol. 106, No EM6, December 1980

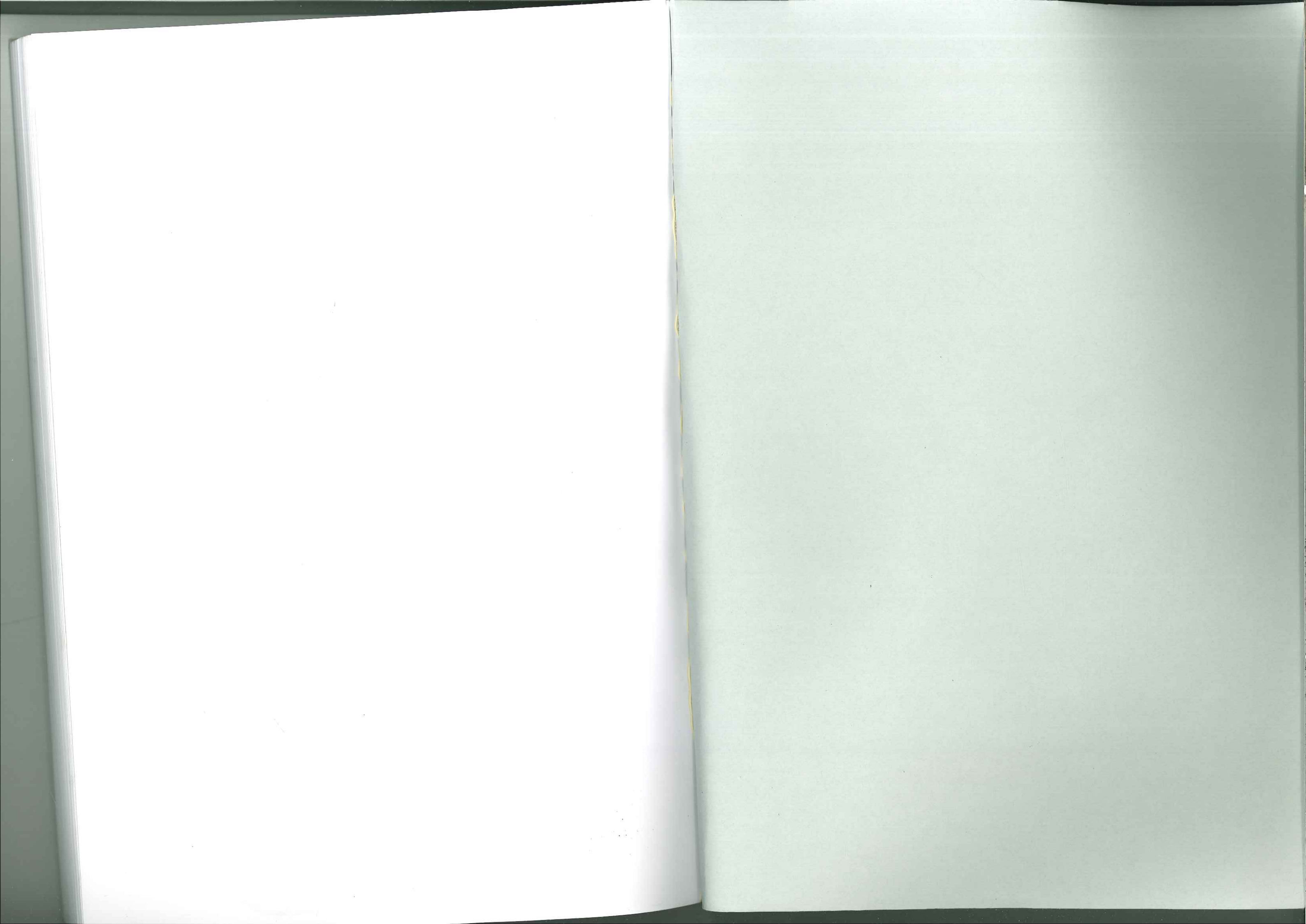
- Despeyroux J.**, niveaux d'agression à considérer pour l'application des recommandations de l'AFPS, cahier technique, décembre 1990.
- Di Paola M. et Al.**, Stochastic seismic analysis of multidegree of freedom systems, *Engineering structure*, 1984, Vol. 6, April.
- Duval A. M.**, Détermination de la réponse d'un site aux séismes à l'aide du bruit de fond: Evaluation expérimentale, thèse de Doctorat, Université Pierre et Marie Curie, Paris 1994
- European Seismological Commission**, *European Macroseismic Scale 1992*, Grünthal G. Editor, Luxembourg 1993
- Farsi M. N., Belazougui M.**, The Mont Chenoua (Algeria) earthquake of October 29th, 1989: Damage assessment and distribution, 10WCEE, Madrid (Spain), 19-24 July 1992
- Fouré B.**, construction de maquette CASSBA - Essais sismiques, *Annales de l'I.T.B.T.P.*, N° 523 Mai 1994
- Gantenbein F., Queval J.C., Buland P.**, Maquette CASSBA - Essais sismiques, *Annales de l'I.T.B.T.P.*, N° 523 Mai 1994
- Gantenbein F., Queval J.C., Wang F.**, programme d'essais cassba, rapport C.E.A., C.E.A.-C.E./SACLAY-DMT/SEMT/EMSI, 91191-Gif-sur-Yvette Cedex.
- Gersch W., Brotherton T.**, estimation of stationary structural system parameters from non-stationary random vibration data, *Journal of Sound and Vibration* (1982) 81(2), 215-227.
- Gersch W., Nielsen N. N., Akaike H.**, Maximum likelihood estimation of structural parameters from random vibration data, *Journal of Sound and Vibration* (1973) 31, 295-308.
- Ghanem R., Shinozuka M.**, Structural-System Identification, Part I: Theory, *Journal of Engineering Mechanics* (1995) 121(2), 255-264.
- Guéguen P.**, Intéraction entre le bâti existant et le mouvement du sol dans les sites urbains, mémoire de DEA, LGIT, UJF, 1995.
- Harichandran R.S.**, response of simple beam to spatially varying earthquake excitation, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 114, No. 9, September, 1988.
- Hatzfeld D.**, L.G.I.T., Observatoire de Grenoble, un réseau accélérométrique mobile. Rapport Région Rhône-Alpes, programme "risques naturels", Octobre 1991.
- Housner G. W.**, Effects of foundations compliance on earthquake stresses in multistory buildings, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 44, 551-569.

- Hyun C.-H., Yun C.-B., Lee D.-G.**, Nonstationary response analysis of suspension bridge for multiple-support excitations, *Probabilistic Engineering Mechanics*, 7(1992), 27-35.
- Iwan W. D., Peng C.-Y.**, Identification of hysteretic behaviour from strong-motion accelerograms, proceedings of 9WCEE, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan.
- Jara M., Guerrero J.J. and Aguilar J.**, Seismic Vulnerability of Mexico City Buildings, 10 WCEE (1992), Madrid, Spain.
- Joly J., Parent J-F.**, Paysage et politique de la ville, Grenoble de 1965 à 1985, Presses Universitaires de Grenoble, 1988.
- Kahan M.**, Influence de la variabilité spatiale des ondes sismiques sur la réponse des ouvrages d'art.
- Karnik V., Schenkova Z., Schenk V.**, Vulnerability and the MSK Scale, *Engineering Geology*, 20 (1984) 161-168.
- Lachet C.**, Observation des séismes en milieux urbains: Méthodes simples d'études des effets de sites et de simulation des mouvements forts, thèse de Doctorat, LGIT, Université Joseph Fourier, Grenoble 1996
- Lapajne J.**, The MSK-78 Intensity Scale and Seismic Risk, *Engineering Geology*, 20 (1984) 105-112
- Lebrun B., Hatzfeld D.**, Campagne de microzonage dans l'agglomération Grenobloise, rapport interne, LGIT, Grenoble Avril 1995 - Janvier 1996
- Lin Y. K.**, Nonstationary excitation and response in linear systems treated as sequences of random pulses, *Journal of the Acoustical Society of America*, 38(3), 453-460, 1965.
- Loh C-H., Tou I-C.**, a System Identification Approach to the detection of changes in both linear and non-linear structural parameters, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (1995) 24, 85-97.
- Luz E., Chen S.K.**, covariance analysis of multisupported linear structures, 10th WCEE, Madrid, Spain 1992.
- Masri S. F.**, non-parametric identification of nearly arbitrary nonlinear systems, *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 49, 619-628, September 1982.
- Masri S. F.**, a non-parametric identification technique for nonlinear dynamic problems, *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 46, 433-447, June 1979.
- Masri S. F.**, response of beams to propagating boundary excitation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 4, 497-509 (1976).

- Max J.**, Méthodes et techniques de traitement du signal et application aux mesures physiques, tome 1, 1985, éd. Masson
- Mazars J., Dubé J.F., Fléjou J.L., Ghavamian Sh.**, A multilayered f.e. damage model for the seismic response of R.C. structures. A tool for understanding the real behaviour, 10th ECEE, Vienne, September 1994.
- Mazars J.**, Modélisation du comportement et simulations du fonctionnement de la maquette CASSBA, *Annales de l'I.T.B.T.P.*, N° 523 Mai 1994
- Messaoui M.**, Evaluation simplifiée de la vulnérabilité des constructions aux séismes, mémoire C.E.A.A., Ecole d'Architecture de Luminy Marseille, session Septembre 1994.
- Mottershead J. E., Stanway R.**, Identification of Structural Vibration Parameters by using Frequency Domain Filter, *Journal of Sound and Vibration* (1986) 109(3), 495-506.
- Murphy J. R., O'Brien L. J.**, the correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 67(3), pp. 877-915, June 1977.
- Muto K.**, Seismic analysis of reinforced concrete buildings, 1WCEE, June 12-16, 1956, Berkeley, California.
- Parent J-F.**, Grenoble: deux siècles d'urbanisation, Presses Universitaires de Grenoble, 1982.
- Petrini V.**, Overview Report on Vulnerability Assessment, 5th ICSZ (1995), Nice, France
- Petrovski J., Ristic D., Nocevski N.**, Evaluation of vulnerability and potential seismic risk level of buildings, 10 WCEE (1992), Madrid, Spain.
- Press W. H., Flannery B. P., Teukolsky S. A. and Vetterling W. T.**, Numerical Recipes, the Art of Scientific Computing, Cambridge University Press 1986
- Recommandations AFPS90**, Association Française de Génie Parasismique, Paris, France
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA88)**, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, Algérie
- Safak E., Celebi M.**, analyses of recorded responses of two high-rise buildings during the Loma Prieta earthquake of October 18th 1989, *Bulletin of the seismological Society of America*, Vol. 81, No 5, pp. 2087-2110, October 1991.
- Shinozuka M., Ghanem R.**, Structural-System Identification, Part II: Experimental Verification, *Journal of Engineering Mechanics* (1995) 121(2), 265-273.
- Smith R. A.**, Matrix equation $XA + XB = C$, *SIAM Journal of Applied Mathematics*, Vol. 1, pp. 198-201 (1968).

- Spence R.J.S., Coburn A.W., Pomonis A.**, Correlation of ground motion with building damage: The definition of a new damage-based seismic intensity scale, 10 WCEE (1992), Madrid, Spain.
- Takeuchi Y., Hikimoto Y., Watanabe M.**, Multi-variant statistical analysis for the natural periods and damping ratio of actual existing building structures, proceedings of 9WCEE, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan.
- Tan R. Y., Chen C. C.**, Structural identification of a nonlinear MDOF system by extended kalman filter, proceedings of 9WCEE, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan.
- Tertulliani A.**, Testing the European Macroseismic Scale 1992 (EMS92) on Italian earthquakes, European Earthquakes Engineering, février 1995
- Thibault C., Velcov P.**, Evaluation of seismic vulnerability of an urban neighbourhood in Nice, 5ICSZ (1995), Nice, France.
- Tiedemann H.**, quantification of factors contributing to earthquake damage in buildings, Engineering Geology, 20 (1984) 169-179.²
- Tobita J., Izumi M., Katukura H.**, Identification of vibration systems and nonlinear dynamic characteristics of structures under earthquake excitations, proceedings of 9WCEE, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan.
- Trifunac M. D., Brady A. G.**, on the correlation of seismic intensity scales with the peak of recorded strong ground motion, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 65(1), pp. 139-162, February 1975.
- Uniform Building Code UBC88**, International Conference of Building Officials, 5360 South Workman Mill Road, Whittier, California 90601
- Wang M. L., Wu F.**, structural system identification using Least Mean Square (LMS) adaptive technique, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 14 (1995) 409-418.
- Wen Y. K.**, Equivalent linearization for hysteric systems under random excitation, journal of applied mechanics, vol. 47/151, March 1980
- Wen Y. K.**, Method for random vibration of hysteric systems, journal of the engineering mechanics division, vol. 102, No EM2, April 1976
- Wilson J. C., Jennings P. C.**, spatial variation of ground motion determined from accelerograms recorded on a highway bridge, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 75(6), 1515-1533, December 1985.
- Zerva A.**, response of multi-span beams to spatially incoherent seismic ground motions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, 819-832 (1990).





**Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier
Grenoble I**

Titre de l'ouvrage:

**Identification des structures de Génie Civil à partir de
leurs réponses vibratoires. Vulnérabilité du bâti existant**

Auteur:

Mohammed Naboussi FARSI

Etablissement: Laboratoire de Géophysique Interne et
Tectonophysique

Résumé:

Le but de ce travail est de développer des outils pour la détermination des caractéristiques vibratoires des structures de Génie Civil, et leur application en vue d'une amélioration de la réglementation parasismique, voire d'une estimation de la vulnérabilité du bâti existant.

Une technique d'identification "multi-excitations" est présentée, permettant la prise en charge des couplages entre les différents types de mouvements, et également celle de l'interaction sol-structure. Elle est ensuite appliquée à deux types de données: le premier provient d'une expérience sur table vibrante (données "CASSBA"), et le second d'un ensemble de 49 bâtiments californiens ayant subi divers séismes récents.

L'analyse des données CASSBA montre, outre des non-linéarités pour l'essentiel réversibles, un très fort contrôle des mouvements par le décollement de la base.

L'importance numérique de données californiennes permet d'établir des relations statistiques corrélant la période et l'amortissement des modes fondamentaux aux dimensions géométriques (dont la plus importante est la hauteur), et à la structure du bâtiment. Leur comparaison avec certaines formules réglementaires (UBC88, RPA88, AFPS90), montre clairement le caractère conservatif des formules françaises. Par ailleurs, l'analyse comparative des erreurs résiduelles entre les identifications mono et multi-excitations suggère l'importance des couplages entre les différents mouvements et, de l'interaction sol-structure.

Un troisième volet amorce une étude de vulnérabilité du bâti existant dans l'agglomération grenobloise. Les différentes méthodes utilisées conduisent toutes à des résultats similaires, indiquant un risque sismique non-négligeable dans cette ville, compte tenu des phénomènes d'amplification qui affectent l'ensemble de la cuvette. En outre, les mesures de bruits de fond réalisées sur quelques dizaines de bâtiments grenoblois montrent d'une part la fiabilité de cette méthode simple pour l'estimation des fréquences propres et des déformées modales, et d'autre part, la meilleure représentativité des formules AFPS90 pour les bâtiments à murs-voiles.

Mots-clés:

Séisme, identification, vulnérabilité, risque, bâtiments, interaction, structures.